

1. Chỉ dẫn kỹ thuật

1-1. Đặc điểm của bền tường cừ bằng cọc ván

(1) Tổng quan

Bền tường cừ là loại tường bên được thi công bằng cách đóng các cọc ván xuống đất để chắn đất. Cọc ván có thể được làm từ thép, bê tông cốt thép, bê tông dự ứng lực hoặc gỗ. Trong số các loại vật liệu này, thép là vật liệu được sử dụng phổ biến nhất cho cọc ván. Nhờ có giới hạn chảy cao và nhiều mẫu thiết kế với mô men kháng uốn lớn, cọc ván thép có thể được sử dụng cho các bến tàu có độ sâu lớn.

Các dạng mặt cắt ngang thường dùng của cọc ván thép được phân thành ba loại: dạng mũ (hat-type), dạng chữ U và ống thép có khớp nối. Khi sử dụng cọc ván có mặt cắt ngang chữ U, cần thiết kế khớp nối sao cho ngăn chặn hiện tượng trượt, vì hình dạng mặt cắt và cách bố trí khớp nối dọc theo trục trung hòa của tường cọc có thể làm giảm mô men kháng uốn tổng hợp khi xảy ra hiện tượng trượt giữa các khớp nối.

Cọc ván dạng ống thép được chế tạo bằng cách nối các ống thép đường kính lớn lại với nhau bằng các khớp nối có thể tăng mô men kháng uốn mà không làm tăng đáng kể trọng lượng thép trên mỗi đơn vị chiều rộng, do đó cho phép chế tạo cọc ván có mô men kháng uốn lớn hơn so với cọc ván thép thông thường.

Cọc ván bằng bê tông cốt thép và bê tông dự ứng lực ít được sử dụng cho các tường chắn bến quy mô lớn vì khó có thể đóng được các cọc có độ dày lớn tăng lên do mô men quán tính lớn. Ngay cả khi có thể đóng được, vẫn có khả năng cọc bị hư hại trong quá trình đóng vào nền đất cứng. Do đó, khi đóng cọc bê tông cốt thép hoặc bê tông dự ứng lực vào nền đất cứng, cần kiểm tra khả năng hư hại bằng thử nghiệm kéo hoặc sử dụng kỹ thuật phun xói nước để giảm thiểu hư hại trong quá trình thi công. Ngoài ra, cọc ván cần có bản nối (joint materials) để ngăn chặn hiện tượng rửa trôi đất đắp phía sau tường qua các khe nối.

(2) Đặc điểm

Bền tường cừ cọc ván có thể được thi công bằng các thiết bị tương đối đơn giản. Trong nhiều trường hợp, tường bên loại này không cần thi công phần móng dưới nước; do đó, có thể thi công nhanh chóng.

Trong các trường hợp đáy biển hiện hữu có độ sâu lớn, tường cọc ván sẽ ở trong trạng thái dễ bị tác động bởi sóng cho đến khi công tác đắp đất hoặc lắp đặt hệ thống neo được hoàn tất.

Tường chắn bên bằng cọc ván được phân loại như sau, dựa trên hình thức chịu lực để chống lại áp lực đất và nước tác dụng lên tường chắn:

- ✓ Tường chắn bằng cọc ván có kết nối với hệ thống neo thông qua các thanh liên kết.
- ✓ Tường chắn cọc ván kiểu công-xôn (không có neo).
- ✓ Tường chắn cọc ván có hệ thống neo bằng cọc nghiêng ngược.
- ✓ Tường chắn cọc ván được neo bằng các cọc nghiêng xuôi.
- ✓ Tường chắn đôi bằng cọc ván (double sheet pile quaywalls).

1-2. Nguyên tắc cơ bản về xác minh tính năng chịu lực

Phần này trình bày việc xác minh tính năng của bền tường cừ cọc ván, trong đó cọc ván phía trước bến và kết cấu cọc neo được liên kết với nhau bằng các vật liệu liên kết như thanh giằng (tie rods). Tường cừ cọc ván chống lại các lực tác dụng lên tường như

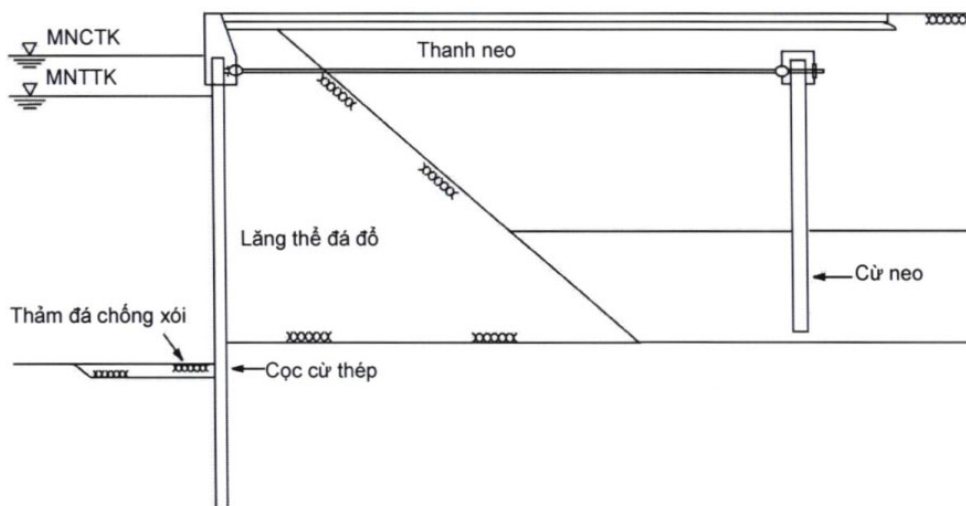
áp lực đất, áp lực nước còn lại, lực neo tàu và áp lực thủy động bằng cách sử dụng khả năng chịu lực ngang của phần cọc ván được chôn xuống đất và khả năng chịu lực ngang của kết cấu neo được liên kết qua thanh giằng.

So với tường chắn kiểu trọng lực, loại tường cọc ván thường được sử dụng trong điều kiện nền đất tương đối yếu hoặc tại các khu vực có mực nước sâu hơn. Ví dụ về mặt cắt ngang của tường chắn bằng cọc ván được thể hiện trong Hình 1.1.

Việc xác minh tính năng của tường cừ cọc ván được thực hiện theo phương pháp thiết kế dựa trên độ tin cậy (phương pháp hệ số thành phần) và phương pháp phân tích động học.

Phương pháp hệ số thành phần được áp dụng để kiểm tra các tổ hợp tải trọng lâu dài/ thường xuyên và các tổ hợp tải trọng ngắn hạn/tức thời bao gồm cả động đất, trong khi phương pháp phân tích động lực học được sử dụng để xác minh mức độ biến dạng và ứng suất trong vật liệu thép.

Ngoài ra, hệ số động đất để kiểm tra được xác định bằng phương pháp hệ số tính theo tiêu chuẩn TCVN 11820 Phần 2, năm 2025.



TCVN
11820
Phần 5:
2021,
Hình10

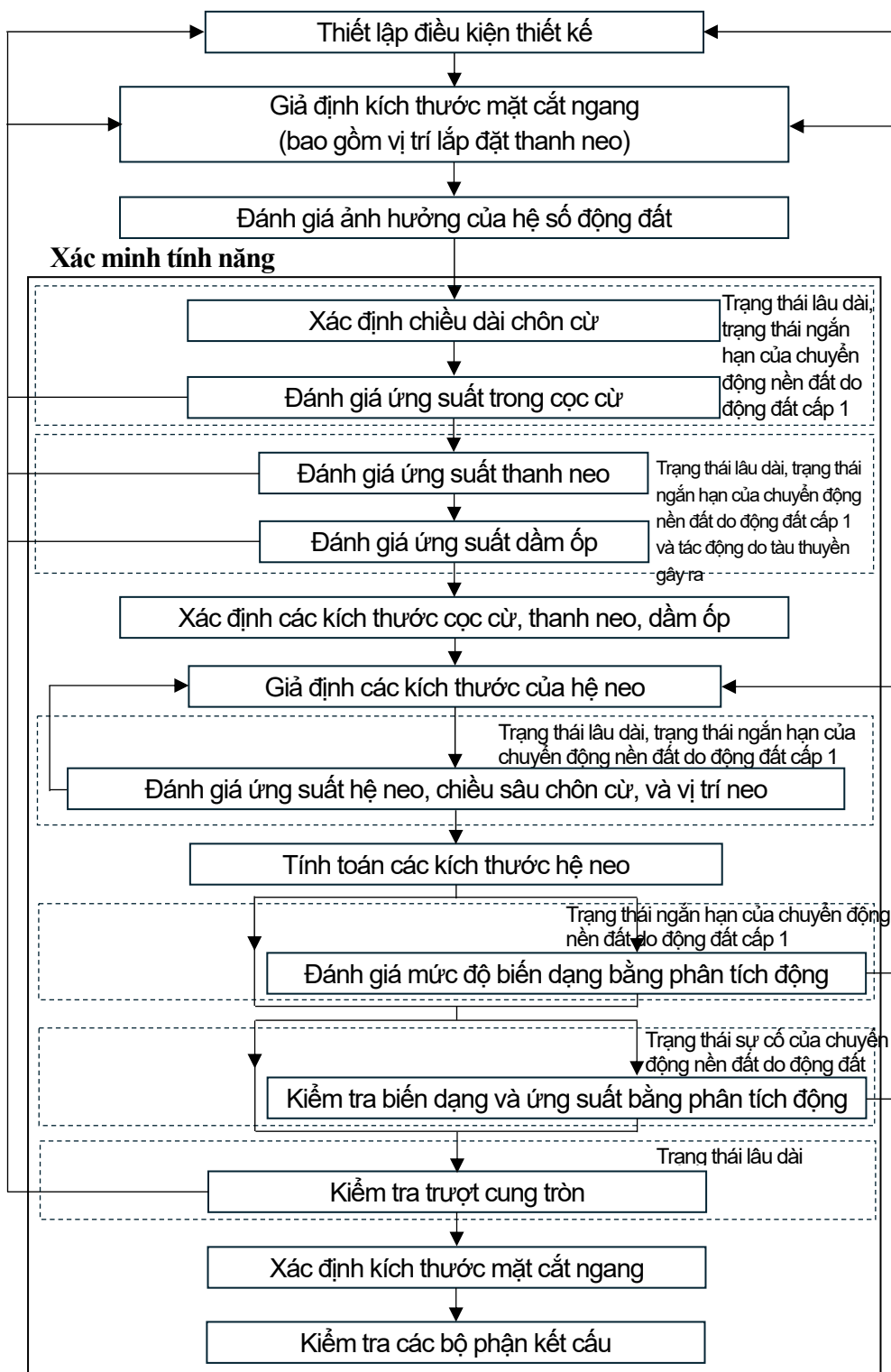
Nguồn: Cập nhật từ TCVN 11820-5-2021

Hình 1.1- Ví dụ mặt cắt cắt ngang bên tường cừ

Ví dụ về trình tự xác minh tính năng chịu lực được minh họa trong Hình 1.2. Việc xác minh tính năng chịu lực của tường chắn cọc ván thi công trên nền đất yếu, chẳng hạn như đất sét bồi tích trên nền đáy biển mềm, nên được thực hiện thông qua quá trình đánh giá toàn diện, sử dụng các phương pháp xác minh tính năng được trình bày trong phần này - bao gồm cả kiểm tra hệ thống liên kết và hệ thống neo.

Các cọc ván được thi công trên nền đất yếu có thể xảy ra biến dạng lớn ngoài dự đoán do hiện tượng dịch chuyển ngang gây ra bởi sự lún của nền đất phía sau tường chắn. Đã có một số phương pháp dự đoán hiện tượng dịch chuyển ngang được đề xuất và các phương pháp này nên được xem xét trong quá trình xác minh tính năng chịu lực.

Cần đặc biệt thận trọng khi áp dụng các phương pháp xác minh tính năng cho bên tường cừ như được mô tả trong sổ tay kỹ thuật này, vì nhiều phương pháp trong số đó được xây dựng dựa trên giả định rằng cọc ván thép chủ yếu được đóng vào nền cát hoặc đất sét cứng. Đối với nền đất yếu, cần tiến hành cải tạo đất. Trong trường hợp điều kiện hiện trường không cho phép cải tạo đất, nên xem xét bổ sung các phương pháp xác minh tính năng khác, bao gồm cả các mô hình phân tích số có khả năng đánh giá chính xác các đặc tính phi tuyến của đất, nhằm có được một đánh giá toàn diện.



Lưu ý: Việc đánh giá hiện tượng hóa lỏng và lún không được trình bày trong phần này; do đó, cần xem xét riêng biệt các ảnh hưởng này.

Khi cần thiết, có thể thực hiện đánh giá mức độ biến dạng bằng phương pháp phân tích động lực học đối với chuyển động nền đất trong trận động đất cấp độ 1. Đối với các công trình yêu cầu khả năng chịu động đất cao, nên thực hiện kiểm tra mức độ biến dạng bằng phương pháp phân tích động lực học.

Việc kiểm tra đối với chuyển động nền đất trong trận động đất cấp độ 2 được thực hiện cho các công trình có yêu cầu chống động đất cao.

Nguồn: OCDI 2020

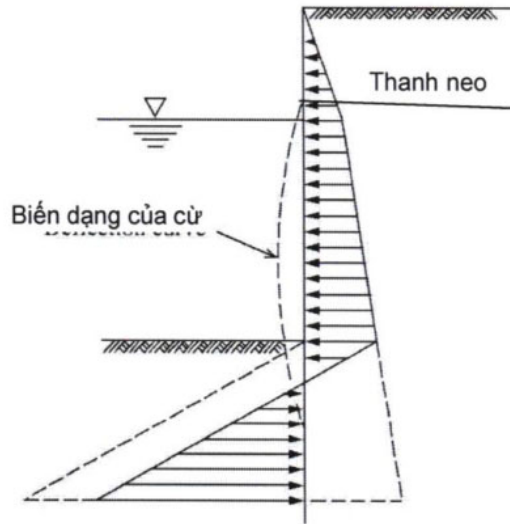
Hình 1.2- Ví dụ các bước xác minh tính năng bển tường cừ

Tham khảo:

Khi xác định chiều dài chôn sâu cừ, có thể sử dụng phương pháp đường cong biến dạng (deflection curve method) - một dạng của phương pháp dầm đơn giản (fixed earth support method) dựa trên lý thuyết áp lực đất cổ điển, dành cho các cọc ván chôn sâu - bên cạnh các phương pháp được giới thiệu trong sổ tay kỹ thuật này.

Phương pháp đường cong biến dạng xác định chiều sâu chôn cừ bằng cách giải một công thức dưới các điều kiện cụ thể: Chuyển vị và góc xoay bằng 0 tại đầu dưới của phần cọc chôn sâu, chuyển vị bằng 0 tại vị trí lắp đặt thanh liên kết (tie member) và dưới điều kiện tải trọng như thể hiện trong Hình 1.3.

Phương pháp này có thể áp dụng cho nền đất yếu.



TCVN
11820
Phần 5:
2021,
Hình 27

Nguồn: Cập nhật từ TCVN 11820-5-2021

Hình 1.3- Áp lực đất và đường cong biến dạng bằng phương pháp dầm đơn giản (nền đất yếu)

1-3. Điều kiện thiết kế

(1) Xác định điều kiện thiết kế

Các điều kiện thiết kế cần thiết để xác minh tính năng chịu lực của bển tường cừ được thiết lập dựa trên phân loại, tính chất công trình và điều kiện thực tế tại vị trí xây dựng. Các điều kiện thiết kế chính bao gồm:

- ✓ Điều kiện tự nhiên: Mực nước triều thiết kế, mực nước dư, hệ số động đất dùng để kiểm tra, đặc tính đất nền, v.v.
- ✓ Đặc biệt, đặc tính của nền móng là yếu tố then chốt ảnh hưởng đến sự ổn định tổng thể của công trình, vì vậy cần được xác định dựa trên kết quả khảo sát hiện trường kỹ lưỡng.
- ✓ Điều kiện khai thác: Chiều dài bển, độ sâu nước trước bển, cao độ mặt đỉnh bển, thông số kỹ thuật của tàu thiết kế, tốc độ cập bển, tải trọng hoạt tải (hàng hóa bốc dỡ), tải trọng thiết bị xếp dỡ, lực neo tàu và tuổi thọ của công trình.
- ✓ Điều kiện thi công: Trình tự thi công đóng cọc ván và lấp đất sau tường chắn.

(2) Phương pháp xác định các thông số kết cấu

Thông số kết cấu được xác định dựa vào yêu cầu ổn định hoặc điều kiện thi công. Dưới đây là cách tiếp cận để xác định các thông số này:

1) Cao độ mặt đỉnh của tường chắn

Cao độ mặt đỉnh của tường chắn được xác định có tính đến các yếu tố như quy mô công trình, biên độ thủy triều, sóng biển, mực nước triều bất thường và độ lún.

Trong các trường hợp không rõ thông số kỹ thuật của tàu thiết kế, Bảng 1.1 thường được sử dụng làm tài liệu tham khảo để xác định cao độ. Tuy nhiên, mực nước triều tham chiếu nên là H.W.L. (High Water Level – Mực nước triều cao nhất).

Bảng 1.1- Chiều cao đỉnh bến tiêu chuẩn

	Thủy triều bằng hoặc hơn 3m	Thủy triều dưới 3m
Cho tàu lớn (độ sâu nước từ 4,5 m)	+0,5 tới 1,5m	+1,0 tới 2,0m
Cho tàu bé (độ sâu nước dưới 4,5 m)	+0,3 tới 1,0m	+0,5 tới 1,5m

Nguồn: OCDI 2020

Cao độ mặt đỉnh của cọc ván được xác định có xét đến điều kiện thi công như mực nước triều, kích thước của dầm mũ bê tông, cũng như các yếu tố kinh tế.

2) Độ sâu nước thiết kế và giới hạn thi công

Khi đáy biển phía trước tường chắn được nạo vét, độ sâu nước thiết kế cần tính đến phần nạo vét thêm như một dung sai thi công.

3) Kết cấu trên

Hình dạng của kết cấu trên cần được thiết kế để đảm bảo an toàn trước lực neo buộc của tàu. Đặc biệt, khu vực lắp đặt trụ neo thường được mở rộng và gia cường một phần để đảm bảo khả năng chịu tải của các neo buộc.

4) Vị trí lắp đặt hệ thống neo (Anchorage)

Về nguyên tắc, vị trí của hệ thống neo cần được đặt cách một khoảng hợp lý so với tường cọc ván để đảm bảo sự ổn định kết cấu của cả thân tường và hệ thống neo, tùy thuộc vào đặc điểm của loại neo được sử dụng.

Vị trí lắp đặt neo nên được xác định phù hợp, xét đến kiểu kết cấu của neo, vì sự ổn định của bản thân hệ thống neo bị ảnh hưởng bởi vị trí lắp đặt, và vị trí đặt được trạng thái lâu dài có thể khác nhau tùy vào loại kết cấu neo.

i) Neo bằng cọc đứng

Vị trí của hệ thống neo cọc đứng nên được xác định sao cho mặt trượt bị động xuất phát từ điểm có độ sâu $l_m/3$ phía dưới vị trí lắp đặt thanh liên kết của hệ thống neo không giao cắt với mặt trượt chủ động xuất phát từ giao điểm giữa đáy biển và tường cọc ván, tại một mặt phẳng ngang chứa điểm lắp đặt thanh liên kết tại neo (xem Hình 1.4). Giá trị l_m là độ sâu tính đến điểm 0 đầu tiên của mô men uốn đối với cọc cừ đầu tự do (free-head pile) tính từ điểm lắp đặt thanh liên kết xuống dưới.



Nguồn: Cập nhật từ TCVN 11820-5-2021

Hình 1.4- Vị trí lắp đặt cọc neo đứng

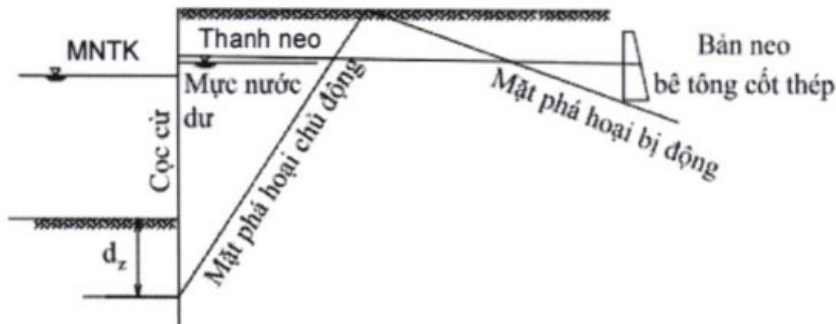
OCDI
2020
Phần III,
Chương 5
Bảng 2.1.2

TCVN
11820
Phần 5:
2021,
Hình 20

ii) Neo dạng bản

Loại neo dạng bản thường được sử dụng cho các bến cảng có độ sâu nước nông.

Vị trí lắp đặt hệ thống neo dạng bản nên được xác định sao cho mặt trượt chủ động, xuất phát từ giao điểm giữa đáy biển và tường cọc ván, và mặt trượt bị động của neo dạng bản, được vẽ từ đáy của bản neo, không giao nhau dưới mặt đất tự nhiên (xem Hình 1.5).

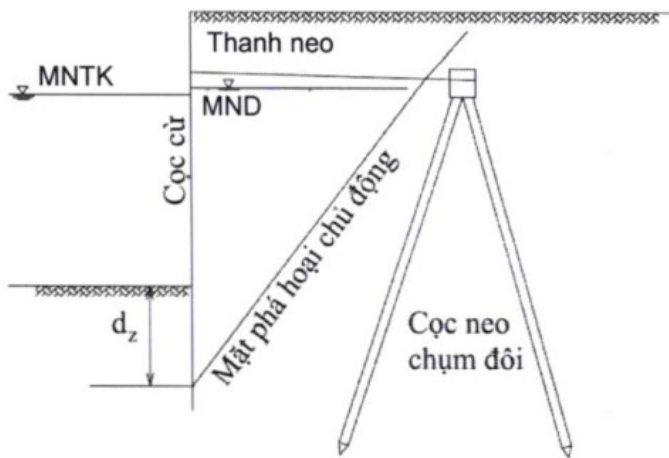


Nguồn: Cập nhật từ TCVN 11820-5-2021

Hình 1.5- Vị trí lắp đặt bản neo

iii) Neo bằng chụm cọc xiên

Vị trí của hệ thống neo chụm cọc xiên nên được đặt phía sau mặt trượt chủ động của tường cọc ván, được vẽ từ đáy biển, trong trường hợp giả định rằng lực căng của thanh liên kết chỉ được chống đỡ bởi sức chịu tải dọc trục của các cọc (xem Hình 1.6).



Nguồn: Cập nhật từ TCVN 11820-5-2021

Hình 1.6- Vị trí lắp đặt neo bằng chụm cọc xiên

5) Cao độ lắp đặt thanh liên kết

Thanh liên kết là thuật ngữ chung chỉ các vật liệu như thanh giằng, dùng để kết nối giữa tường cọc ván và hệ thống neo. Vị trí lắp đặt thanh liên kết cần được xác định dựa trên mức độ khó khăn trong thi công và chi phí liên quan.

Khi chiều cao của tường cọc ván lớn, có thể bố trí thanh liên kết ở hai cao độ để đỡ kết cấu tường tại hai điểm, nhằm giảm mô men uốn tác động lên cọc ván.

Thông thường, vị trí lắp đặt thanh liên kết được bố trí phía trên mực nước dư (RWL – Residual Water Level).

TCVN
11820
Phần 5:
2021,
Hình 20

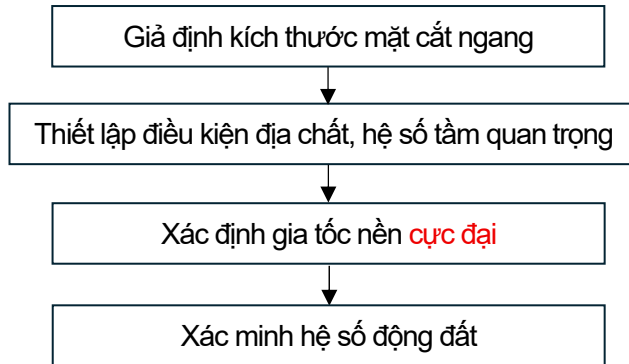
TCVN
11820
Phần 5:
2021,
Hình 21

1-4. Tải trọng và tác động

(1) Lực động đất

Đối với các công trình như tường chắn bển loại trọng lực (gravity-type quaywall) và tường chắn bển bằng cọc ván (sheet pile quaywall), có độ cứng tương đối cao và biên độ dao động nhỏ so với dao động nền đất trong trận động đất, cần phải xem xét khả năng chống động đất bằng phương pháp hệ số động đất.

Hệ số động đất được xác định dựa trên các điều kiện đất nền, hệ số tầm quan trọng và gia tốc nền theo các tiêu chí phân loại động đất trong TCVN 9386: 2012 và TCVN 11820 Phần 2: 2025.



Hình 1.7-Ví dụ các bước xác định hệ số động đất

Hệ số động đất thiết kế được tính toán dựa trên gia tốc cực đại, vì vậy $a_g R$ tham chiếu trên nền móng loại A (đá nền) được lấy từ bản đồ phân vùng gia tốc của lãnh thổ Việt Nam hoặc từ bản đồ phân vùng ở một số khu vực đã được các cơ quan có thẩm quyền phê duyệt.

LƯU Ý:

Theo giá trị gia tốc nền thiết kế $a_g = \gamma_i \times a_g R$, được chia thành ba trường hợp động đất:

- ✓ Động đất mạnh ($a_g \geq 0,08g$): phải tính toán và thi công kháng chấn.
- ✓ Động đất yếu ($0,04g \leq a_g < 0,08g$): chỉ cần áp dụng các giải pháp giảm thiểu tác động động đất.
- ✓ Động đất rất yếu ($a_g < 0,04g$): không cần thiết kế chống động đất.

TCVN
11820
Phần 2:
2025,
Chương
5.13.4

Hệ số động đất là hệ số động đất theo phương ngang, được xác định bởi công thức dưới đây. Giá trị của hệ số phải được làm tròn thành số hai chữ số nếu chữ số thứ ba là năm hoặc lớn hơn, hoặc bỏ qua nếu nhỏ hơn năm.

Hệ số động đất (k_h) = hệ số động đất khu vực (k_{h1}) × hệ số điều kiện đất (γ_s) × hệ số quan trọng (γ_i)

Hệ số động đất vùng được tra trên Hình 1.8. Hệ số điều kiện đất nền là giá trị tra trong Bảng 1.2, tương ứng với loại nền đất được chỉ ra trong Bảng 1.3. Hệ số tầm quan trọng sẽ là giá trị được liệt kê trong Bảng 1.4, tương ứng với đặc điểm của các công trình.

1) Hệ số động đất khu vực

Hệ số động đất khu vực được tính bằng công thức (1.1):

$$k_{h1} = a_g R / g \quad (1.1)$$

Trong đó:

TCVN
11820
Phần 2:
2025,

$a_g R$: gia tốc nền cực đại tham chiếu (Hình 1.8)

g : Gia tốc trọng trường

Gia tốc nền cực đại tham chiếu của nền đất loại A, $a_g R$, sử dụng tại Việt Nam được đưa ra trong TCVN 9386-1: 2012, Phụ lục G, Phần 1 hoặc có thể được xác định từ các bản đồ phân vùng có sẵn tại một số khu vực đã được các cơ quan có thẩm quyền phê duyệt.

Tuy nhiên, Hình 1.8 trình bày gia tốc cho chu kỳ quay lại 500 năm. Đối với việc xác minh tính năng cấp 1 (Level 1) với chu kỳ quay lại 75 năm, gia tốc có thể được giảm bớt. Vì không có bản đồ gia tốc cho chu kỳ quay lại 75 năm tại Việt Nam, các tư vấn cần xác định gia tốc nền thiết kế sau khi xem xét kỹ lưỡng và/hoặc tham khảo ý kiến của các chuyên gia động đất.

2) Hệ số điều kiện đất nền

Bảng 1.2- Hệ số điều kiện đất nền γ_s

Loại đất	Loại A	Loại B	Loại C
Hệ số điều kiện đất nền	0,8	1,0	1,2

Nguồn: TCVN 11820-2-2025

Bảng 1.3- Phân loại đất

Loại đất	Đất đá	Đất cát và đất sét	Đất yếu
5 m hoặc thấp hơn	Loại A	Loại A	Loại B
Lớn hơn 5 m và dưới 25 m	Loại A	Loại B	Loại C
Từ 25m trở lên	Loại B	Loại C	Loại C

Nguồn: TCVN 11820-2-2025

LƯU Ý:

Trong các bảng trên, "đất yếu" là đất cát có giá trị N của thí nghiệm SPT nhỏ hơn 4 hoặc đất dính có cường độ chịu nén nở hông tự do nhỏ hơn 20 kN/m². Khi nền đất gồm hai hoặc nhiều lớp, loại đất phải được xác định theo lớp có độ dày lớn nhất. Nếu nền đất gồm hai hoặc nhiều lớp có độ dày gần như bằng nhau, loại đất phải được xác định theo lớp đất có giá trị hệ số điều kiện đất lớn nhất trong các lớp đó.

3) Hệ số tầm quan trọng (Importance Coefficient)

Sự phân biệt độ tin cậy được thực hiện bằng cách phân loại các công trình vào các nhóm có mức độ quan trọng khác nhau. Hệ số tầm quan trọng γ_i được gán cho mỗi nhóm công trình có độ quan trọng khác nhau. Khi có thể, hệ số này nên được xác định sao cho tương ứng với giá trị cao hơn hoặc thấp hơn của chu kỳ lặp lại sự kiện động đất (so với chu kỳ quay lại tham chiếu), phù hợp với thiết kế của từng loại công trình cụ thể. Các thuật ngữ liên quan đến hệ số và hệ số quan trọng được đưa ra trong TCVN 9386-1: 2012, Phụ lục E, Phần 1.

Bảng 1.4- Cấp và hệ số tầm quan trọng

Loại kết cấu	Đặc tính kết cấu	Hệ số tầm quan trọng γ_i
Kết cấu đặc biệt	Kết cấu này có tầm quan trọng đặc biệt và không được phép bị hư hại do động đất.	Gia tốc thiết kế lớn nhất
Loại I	Kết cấu này có tầm quan trọng sống còn đối với việc bảo vệ cộng đồng, chức năng	1,25

Công thức
(72)

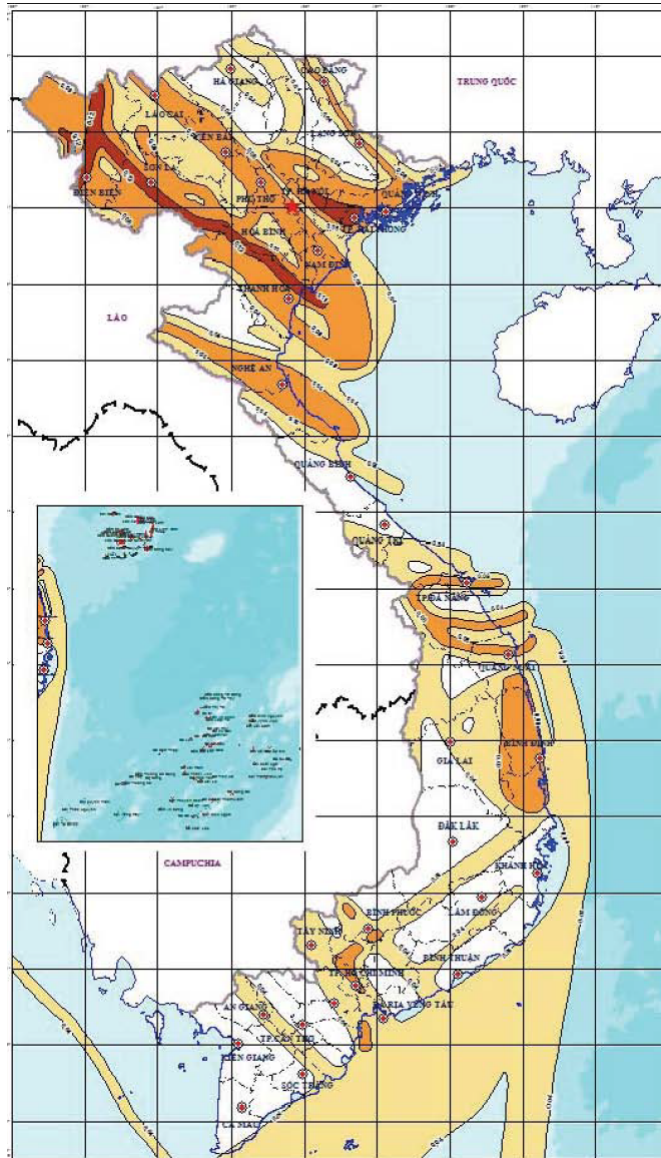
TCVN
11820
Phần 2:
2025,
Bảng 13

TCVN
11820
Phần 2:
2025,
Bảng 14

TCVN
11820
Phần 2:
2025,
Bảng 15

	của nó không được phép gián đoạn trong thời gian xảy ra động đất.	
Loại II	Kết cấu này có vai trò quan trọng trong việc ngăn ngừa hậu quả của động đất; nếu bị sập, sẽ gây thiệt hại lớn về người và tài sản.	1,0
Loại III	Kết cấu không thuộc các loại đặc biệt, loại I, II, và IV	0,75
Loại IV	Kết cấu này có tầm quan trọng thứ yếu đối với sự an toàn tính mạng con người.	Không yêu cầu tính động đất

Nguồn: TCVN 11820-2-2025



Nguồn: TCVN 9386-1-2012

Hình 1.8- Bản đồ phân vùng động đất lãnh thổ Việt Nam (chu kỳ: 500 năm)

(2) Tải trọng phân bố (Surcharge Loads)

Tải trọng phân bố được áp dụng trên cơ sở cách thức hoạt động của cảng. Cả tải trọng động và tải trọng tĩnh đều được xem xét. Đối với các bến hàng hóa tổng hợp, tải trọng khoảng từ 10 đến 30 kN/m² thường được sử dụng. Đối với các điều kiện thay đổi do động đất, tải trọng thường được tính là một nửa so với tải trọng lâu dài.

TCVN
9386
Phần 1:
2012,
Hình G1

(3) Mức nước dư (Residual Water Level)

Mức nước dư được sử dụng trong việc xác định áp lực nước dư trên cơ sở xem xét về kết cấu tường cọc ván và điều kiện đất nền. Mức nước dư thay đổi tùy thuộc vào đặc điểm của nền đất và điều kiện của các mối nối cọc ván. Tuy nhiên, trong nhiều trường hợp, độ cao tương ứng với 2/3 phạm vi thủy triều trên mức nước thấp trung bình hàng tháng (LWL) được sử dụng cho bến tường cừ. Tuy nhiên, trong trường hợp tường cọc ván bằng thép được đóng vào đất dính, cần phải lưu ý khi xác định mức nước dư, vì đôi khi mức nước dư gần như bằng với mức nước cao. Khi sử dụng cọc ván làm từ vật liệu khác, nên xác định mức nước dư dựa trên kết quả điều tra của các công trình tương tự.

(4) Áp lực nước động (Dynamic Water Pressure)

Đối với các công trình chìm trong nước, hoặc các công trình có không gian bên trong được lấp đầy một phần hoặc hoàn toàn bằng nước, áp lực nước động được xem xét trong quá trình động đất. Áp lực nước động tác dụng lên tường được tính toán bằng công thức sau:

$$p_{dwk} = \pm \frac{7}{8} c k_{hk} \rho_w g \sqrt{Hy} \quad (1.2)$$

Trong đó:

- p_{dwk} : Áp lực nước động (kN/m²)
- k_{hk} : Hệ số động đất thiết kế
- ρ_w : Khối lượng riêng của nước (kg/m³)
- g : Gia tốc trọng trường (m/s²)
- y : Độ sâu từ mức nước tĩnh đến điểm mà áp lực động của nước được tính toán. (m)
- h : Độ sâu mức nước (m)
- c : Hệ số hiệu chỉnh (khi $L/H \leq 1,5$, $c = L/1,5H$; khi $L/H > 1,5$, $c = 1,0$)
- L : Chiều dài của không gian bị chiếm bởi nước theo hướng dao động. (m)

Đối với tường bến (quaywall), $c = 1,0$, và lực tổng hợp của áp lực nước động cùng với điểm tác dụng của nó có thể được tính bằng công thức (1.3).

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{12} k_{hk} \rho_w g h^2, \quad h_{dw} = \frac{3}{5} h \quad (1.3)$$

Trong đó:

- P_{dw} : Lực dư của áp lực nước động (kN/m)
- h_{dw} : Độ sâu từ mức nước tĩnh đến điểm tác dụng của lực tổng hợp áp lực nước động (m)

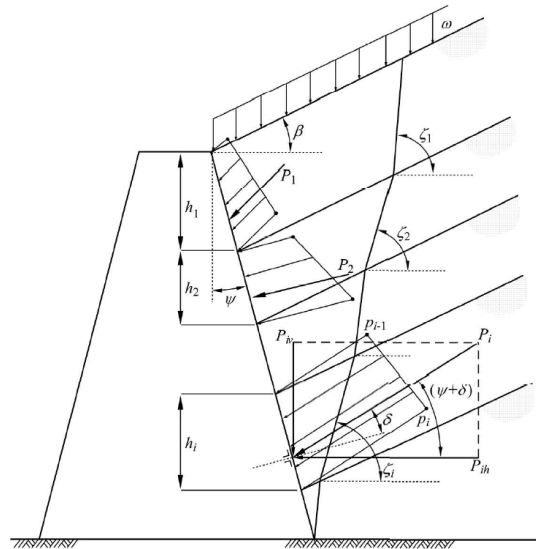
(5) Áp lực đất (Earth Pressure)

Áp lực đất chủ động tác dụng lên bến tường cừ được tính toán dựa trên cả trạng thái lâu dài và ngắn hạn liên quan đến chuyển động động đất.

Áp lực đất chủ động đối với đất cát trong trạng thái lâu dài được tính toán theo lý thuyết áp lực đất của Coulomb. Trong suốt các chuyển động động đất, áp lực đất được tính toán theo công thức do Mononobe và Okabe đề xuất.

Áp lực đất dưới mặt nước được đánh giá bằng hệ số động đất biểu kiến theo Công thức (1.21).

TCVN
11820
Phần 5:
2021,
Công thức
(15)



Nguồn: TCVN 11820-4-1-2020

Hình 1.9- Áp lực đất

1) Áp lực đất trong trạng thái lâu dài (Permanent State)

i) Áp lực đất đối với đất cát (Sandy Soil)

Áp lực đất đối với đất cát trong điều kiện ổn định lâu dài có thể được tính toán bằng các công thức sau:

✓ Áp lực đất chủ động

$$p_{ai} = K_{ai} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.4)$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\varphi_i - \psi)}{\cos^2 \psi \cos(\delta + \psi) \left[1 + \frac{\sin(\varphi_i + \delta) \sin(\varphi_i - \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cos(\psi - \beta)} \right]^2} \quad (1.5)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\varphi_i + \delta + \psi - \beta) + \sec(\varphi_i + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\delta + \psi) \sin(\varphi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \cos(\varphi_i - \beta)}} \quad (1.6)$$

✓ Áp lực đất bị động

$$p_{pi} = K_{pi} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.7)$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\varphi_i + \psi)}{\cos^2 \psi \cos(\delta + \psi) \left[1 - \frac{\sin(\varphi_i - \delta) \sin(\varphi_i + \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cos(\psi - \beta)} \right]^2} \quad (1.8)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\varphi_i - \delta - \psi + \beta) + \sec(\varphi_i - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\delta + \psi) \sin(\varphi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \cos(\varphi_i + \beta)}} \quad (1.9)$$

ii) Áp lực đất đối với đất dính (Cohesive Soil)

Việc tính toán áp lực đất đối với đất dính trong các điều kiện lâu dài có thể được thực hiện bằng cách sử dụng các công thức sau:

- ✓ Áp lực chủ động

$$p_{ai} = \sum \gamma_i h_i + \omega - 2c_i \quad (1.10)$$

- ✓ Áp lực bị động

$$p_{pi} = \sum \gamma_i h_i + \omega + 2c_i \quad (1.11)$$

Trong đó:

- p_{ai}, p_{pi} : Áp lực đất chủ động (hoặc bị động) tác dụng lên tường chắn của lớp thứ i (kN/m²)
 φ_i : Góc ma sát trong của lớp đất thứ i (độ)
 γ_i : Trọng lượng riêng của lớp đất thứ i (kN/m³)
 h_i : Chiều dày lớp đất thứ i (m)
 K_{ai}, K_{pi} : Hệ số áp lực đất chủ động (hoặc bị động) của lớp thứ i
 ψ : Góc nghiêng của tường chắn so với mặt phẳng đứng (độ)
 β : Góc nghiêng của bề mặt đất so với mặt phẳng ngang (độ)
 δ : Góc ma sát của tường (độ).
 (với áp lực chủ động = +15°, với áp lực bị động = -15°)
 ζ_i : Góc giữa mặt trượt của lớp thứ i với phương ngang (độ)
 ω : Tải trọng phân bố trên một đơn vị diện tích bề mặt đất (kN/m²)
 c_i : Cường độ chịu cắt không thoát nước của lớp đất dính thứ i (kN/m²)

TCVN
11820
Phần 4-1:
2020,
Công thức
(27)(28)

2) Áp lực đất trong trạng thái ngắn hạn (Chuyển động động đất)

i) Áp lực đất đối với đất cát (Sandy Soil)

Việc tính toán áp lực đất đối với đất cát trong trạng thái ngắn hạn (chuyển động động đất) có thể được thực hiện bằng cách sử dụng công thức sau:

- ✓ Áp lực chủ động

$$p_{ai} = K_{ai} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.12)$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\varphi_i - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_i + \delta) \sin(\varphi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2} \quad (1.13)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\varphi_i + \delta + \psi - \beta) + \sec(\varphi_i + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\delta + \psi + \theta) \sin(\varphi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \cos(\varphi_i - \beta - \theta)}} \quad (1.14)$$

- ✓ Áp lực bị động

$$p_{pi} = K_{pi} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.15)$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\varphi_i + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi_i - \delta) \sin(\varphi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2} \quad (1.16)$$

TCVN
11820
Phần 4-1:
2020,
Công thức
(30)(31)

TCVN
11820
Phần 4-1:
2020,
Công thức
(32)(33)

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\varphi_i - \delta - \psi + \beta) + \sec(\varphi_i - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\delta + \psi - \theta) \sin(\varphi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \cos(\varphi_i + \beta - \theta)}} \quad (1.17)$$

Trong đó:

- θ : Góc động đất tổng hợp ($^\circ$)
 $\theta = \tan^{-1}(k)$ (trên mực nước)
 $\theta = \tan^{-1}(k')$ (dưới nước)
- k : Hệ số động đất trên mực nước
- k' : Hệ số động đất dưới mực nước

ii) Áp lực đất đối với đất dính (Cohesive Soil)

Việc tính toán áp lực đất đối với đất dính trong trạng thái ngắn hạn (chuyển động động đất) có thể được thực hiện bằng cách sử dụng các công thức sau:

✓ Áp lực chủ động

$$p_{ai} = \frac{(\sum \gamma_i h_i + \omega) \sin(\zeta_i + \theta)}{\cos \theta \sin \zeta_i} - \frac{c_i}{\cos \zeta_i \sin \zeta_i} \quad (1.18)$$

$$\zeta_i = \tan^{-1} \sqrt{1 - \frac{\sum \gamma_i h_i + 2\omega}{2c} \tan \theta} \quad (1.19)$$

✓ Áp lực bị động

$$p_{pi} = \sum \gamma_i h_i + \omega + 2c_i \quad (1.20)$$

iii) Công thức tính Hệ số động đất biểu kiến (Apparent Seismic Coefficient)

Trong trạng thái ngắn hạn liên quan đến chuyển động động đất đối với đất dưới nước, áp lực đất thường được tính toán bằng hệ số động đất, được lấy từ công thức sau:

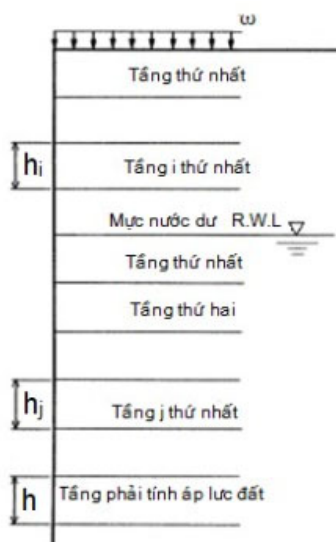
$$k' = \frac{2(\sum \gamma_{ti} h_i + \sum \gamma_{satj} h_j + \omega) + \gamma_{sat} h}{2\{\sum \gamma_{ti} h_i + \sum (\gamma_{satj} - 10) h_j + \omega\} + (\gamma_{sat} - 10) h} k \quad (1.21)$$

Trong đó:

- h_i : Chiều dày của lớp đất thứ i phía trên mực nước dư (m)
- h_j : Chiều dày của lớp đất thứ j nằm phía trên lớp đất đang được tính áp lực đất, bên dưới mực nước dư (m)
- h : Chiều dày của lớp đất đang được tính áp lực đất, nằm bên dưới mực nước dư (m)
- γ_{ti} : Trọng lượng riêng của đất ở lớp thứ i phía trên mực nước dư (kN/m^3)
- γ_{satj} : Trọng lượng riêng bão hòa của đất ở lớp thứ j phía trên lớp đất đang được tính áp lực đất, nằm bên dưới mực nước dư (kN/m^3)
- ω : Tải trọng phân bố đều trên bề mặt đất (kN/m^2)
- k : Hệ số động đất
- k' : Hệ số động đất biểu kiến

TCVN
11820
Phần 4-1:
2020,
Công thức
(34)(35)

TCVN
11820
Phần 4-1:
2020,
Công thức
(36)



Nguồn: TCVN 11820-4-2020

Hình 1.10- Ký hiệu hệ số động đất biểu kiến

1-5. Tiêu chí tính năng (Performance Criteria)

(1) Tường bển cọc ván (Sheet Pile Quaywalls)

Tính năng yêu cầu của tường bển cọc ván trong trạng thái lâu dài, trong đó tác động chính là áp lực đất, và trong trạng thái ngắn hạn trong đó các tác động chính là chuyển động động đất cấp 1 (Level 1), sẽ là khả năng sử dụng (serviceability). Các hạng mục xác minh tính năng và các chỉ số tiêu chuẩn để xác định các giá trị giới hạn đối với các tác động được trình bày trong Bảng 1.5 dưới đây.

Bảng 1.5- Các mục xác minh tính năng và chỉ tiêu tiêu chuẩn để xác định giá trị giới hạn trong các tình huống thiết kế tương ứng của bển tường cừ (Sheet Pile Quaywalls)

Yêu cầu tính năng	Tổ hợp thiết kế			Hàng mục kiểm tra	Chỉ số tiêu chuẩn cung cấp giá trị giới hạn
	Trường hợp	Tải trọng chi phối	Tải trọng đi kèm		
Khả năng sử dụng	Lâu dài	Áp lực đất	Áp lực nước, tải trọng phân bố	Chiều sâu chôn cừ	Chiều sâu chôn cừ cần thiết cho ổn định
				Biến dạng tường cừ	Ứng suất uốn thiết kế của tường cừ
	Ngắn hạn	Động đất cấp 1	Áp lực đất, nước, tải trọng phân bố	Chiều sâu chôn cừ	Chiều sâu chôn cừ cần thiết cho ổn định
				Biến dạng tường cừ	Ứng suất uốn thiết kế của tường cừ

Nguồn: Cập nhật từ OCDI 2020

(2) Thanh giằng và dầm ốp (Ties and Waling)

Đối với trạng thái lâu dài, trong đó tác động chính là áp lực đất, và trạng thái ngắn hạn, trong đó các tác động chính là chuyển động động đất cấp 1 (Level 1) và lực kéo của tàu, các hạng mục xác minh tính năng và các chỉ số tiêu chuẩn để xác định các giá trị giới hạn đối với thanh giằng và dầm ốp được trình bày trong Bảng 1.6.

Bảng 1.6- Các mục xác minh tính năng và chỉ tiêu tiêu chuẩn để xác định giá trị giới hạn liên quan đến thanh giằng và dầm ốp

OCDI
2020
Phần III,
Chương 5
Bảng 11-8

Yêu cầu tính năng	Tổ hợp thiết kế			Hàng mục kiểm tra	Chỉ số tiêu chuẩn cung cấp giá trị giới hạn
	Trường hợp	Tải trọng chi phối	Tải trọng đi kèm		
Khả năng sử dụng	Lâu dài	Áp lực đất	Áp lực nước, tải trọng phân bố	ứng suất thanh neo	ứng suất chảy thiết kế
				ứng suất dầm ốp	
	Ngắn hạn	Động đất cấp 1, [lực neo tàu]	Áp lực đất, nước, tải trọng phân bố	ứng suất thanh neo	
				ứng suất dầm ốp	

* [] tác động chi phối thay thế cần được xem xét như một tình huống thiết kế

Nguồn: Cập nhật từ OCDI 2020

(3) Neo (Anchorage)

Đối với trạng thái lâu dài, trong đó tác động chính là áp lực đất, và trạng thái ngắn hạn, trong đó các tác động chính là chuyển động động đất cấp 1 (Level 1) và lực kéo của tàu, các hạng mục xác minh tính năng và các chỉ số tiêu chuẩn để xác định các giá trị giới hạn đối với neo sẽ là những chỉ số được trình bày trong Bảng 1.7.

Bảng 1.7- Các mục xác minh tính năng và chỉ tiêu tiêu chuẩn để xác định giá trị giới hạn liên quan đến hệ thống neo

OCDI
2020
Phần III,
Chương 5
Bảng 11-7

Yêu cầu tính năng	Tổ hợp thiết kế			Hàng mục kiểm tra	Chỉ số tiêu chuẩn cung cấp giá trị giới hạn
	Trường hợp	Tải trọng chi phối	Tải trọng đi kèm		
Khả năng sử dụng	Lâu dài	Áp lực đất	Áp lực nước, tải trọng phân bố	Chiều sâu chôn cừ	Chiều sâu chôn cừ cần thiết cho ổn định kết cấu
				ứng suất chảy hệ neo	ứng suất chảy thiết kế
				Lực dọc thanh neo* ²⁾	Tỷ lệ tác động – sức kháng đối với chịu lực của một điểm neo (lực đẩy và lực kéo)
				ổn định của tường neo* ³⁾	Sức kháng tiết diện thiết kế Áp lực đất bị động tác dụng lên mặt trước của bản neo
	Ngắn hạn	Động đất cấp 1 [lực neo tàu]	Áp lực đất, nước, hàng hóa	Chiều sâu chôn cừ cần thiết	Chiều sâu chôn cừ để kết cấu ổn định
				ứng suất chảy hệ neo* ¹⁾	ứng suất chảy thiết kế

				Lực dọc trong hệ neo*2)	Tỷ lệ tác động – sức kháng đối với chịu lực của một điểm neo (lực đẩy và lực kéo)
				ổn định của tường neo*3)	Sức kháng tiết diện thiết kế Áp lực đất bị động tác dụng lên mặt trước của bản neo

* [] chỉ ra một tác động chính thay thế cần được nghiên cứu như là các tình huống thiết kế.

*1): Chỉ áp dụng khi loại kết cấu của neo là neo cọc thẳng, neo chum cọc, hoặc neo tường cọc ván.

*2): Chỉ áp dụng khi loại kết cấu của neo là neo chum cọc.

*3): Chỉ áp dụng khi loại kết cấu của neo là neo bản.

Nguồn: Cập nhật từ OCDI 2020.

(4) Dầm mũ (Copings of Sheet Pile)

Đối với trạng thái lâu dài, trong đó tác động chính là áp lực đất, và trạng thái ngắn hạn, trong đó các tác động chính là chuyển động động đất cấp 1 (Level 1) và lực kéo của tàu, các hạng mục xác minh tính năng và các chỉ số tiêu chuẩn để xác định các giá trị giới hạn đối với mái tường cọc ván sẽ là những chỉ số được trình bày trong Bảng 1.8.

Bảng 1.8- Các mục xác minh tính năng và chỉ tiêu tiêu chuẩn để xác định giá trị giới hạn liên quan đến dầm mũ

Yêu cầu tính năng	Tổ hợp thiết kế			Hàng mục kiểm tra	Chỉ số tiêu chuẩn cung cấp giá trị giới hạn
	Trường hợp	Tải trọng chi phối	Tải trọng đi kèm		
Khả năng sử dụng	Lâu dài	Áp lực đất	Hàng hóa	Ứng suất trên mặt cắt ngang dầm mũ	Ứng suất nén uốn
	Ngắn hạn	Động đất cấp 1, [lực neo tàu], [lực va tàu]	Áp lực đất, hàng hóa	Phá hoại dầm mũ	Sức kháng thiết kế

* [] chỉ ra một tác động chính thay thế cần được nghiên cứu như là các tình huống thiết kế.

Nguồn: Cập nhật từ OCDI 2020

(5) Trọng lượng bản thân (trượt cung tròn - Circular Slip Failure)

Đối với trạng thái lâu dài, trong đó tác động chính là trọng lượng bản thân của tường cọc ván, các hạng mục xác minh tính năng và các chỉ số tiêu chuẩn để xác định các giá trị giới hạn của tường cọc ván sẽ là những chỉ số được trình bày trong Bảng 1.9.

OCDI
2020
Phần III,
Chương 5
Bảng 11-9

Bảng 1.9- Các mục xác minh tính năng và chỉ tiêu tiêu chuẩn để xác định giá trị giới hạn liên quan đến dầm mũ

Yêu cầu tính năng	Tổ hợp thiết kế			Hàng mục kiểm tra	Chỉ số tiêu chuẩn cung cấp giá trị giới hạn
	Trường hợp	Tải trọng chi phối	Tải trọng đi kèm		
Khả năng sử dụng	Lâu dài	Trọng lượng bản thân	Áp lực đất, hàng hóa	Trượt cung tròn của nền đất	Tỷ lệ tác động – sức kháng đối với trượt cung tròn

Nguồn: cập nhật từ OCĐI 2020

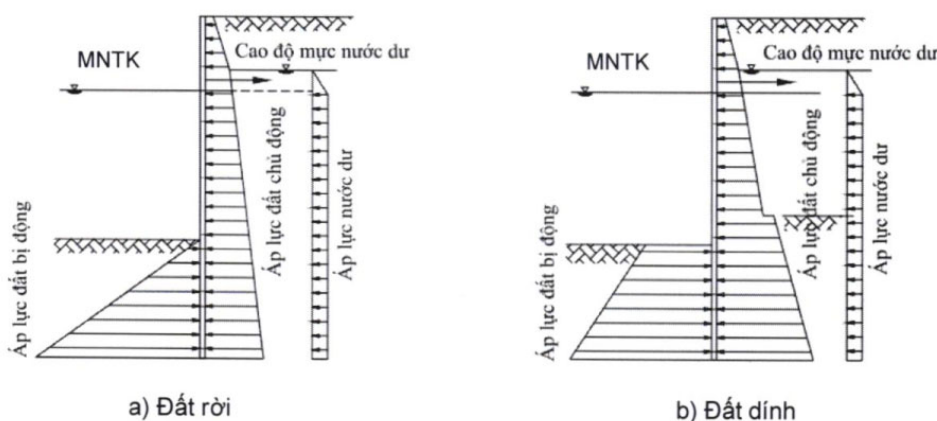
OCĐI
2020
Phần III,
Chương 5
Bảng
11-10

1-6. Phương pháp xác minh tính năng

(1) Mô hình áp lực đất và áp lực nước dư (Residual Water Pressure)

Áp lực đất chủ động thường được sử dụng là áp lực đất tác động lên tường cọc ván từ mặt sau. Đối với phản lực ở mặt trước tác động lên phần ván cọc nằm dưới đất, cần sử dụng một giá trị thích hợp như áp lực đất bị động hoặc mô hình nền tương ứng với mô đun phản lực nền.

Khi phương pháp mô hình dầm đơn giản và phương pháp dầm tương đương được mô tả trong phần này được sử dụng trong việc xác minh tính năng cho tường cọc ván, áp lực đất và áp lực nước dư nên được giả định tác động như trong Hình 1.11.



Nguồn: TCVN 11820-5-2021

Hình 1.11- Áp lực đất và áp lực nước dư cần xem xét trong việc xác minh tính năng của bển tường cừ (Sheet Pile Quaywalls)

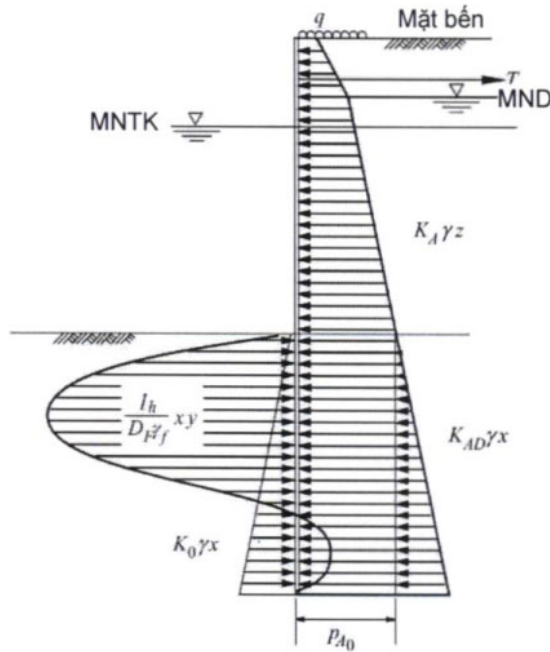
Cần xem xét rằng áp lực đất thay đổi theo sự dịch chuyển của tường cừ, áp lực đất thực tế tác động lên tường cừ thay đổi tùy thuộc vào các yếu tố sau:

- ✓ Phương pháp thi công, tức là việc có thực hiện đổ đất lấp hay không, hoặc việc đất ở phía trước cọc ván có được nạo vét đến độ sâu yêu cầu sau khi các cọc ván đã được đóng.
- ✓ Sự dịch chuyển ngang của cọc ván tại điểm lắp đặt các thanh dây kéo (tie member).
- ✓ Chiều dài của phần cọc ván đã chôn xuống đất.
- ✓ Mối quan hệ giữa độ cứng của cọc ván và các đặc tính của nền đất dưới đáy biển.

Khi phương pháp của P.W. Rowe, tức là phương pháp phân tích dầm đàn hồi, được sử dụng trong tính toán độ ổn định của tường cọc ván, giả thiết rằng áp lực đất và áp lực nước còn lại tác động giống như trong Hình 1.12, và một phản áp lực đất tương ứng với mô đun phản lực nền cùng với áp lực đất ở trạng thái tĩnh sẽ tác động lên bề mặt trước

TCVN
11820
Phần 5:
2021,
Hình 9

của tường cọc ván.



Nguồn: Cập nhật từ TCVN 11820-5-2021

Hình 1.12- Áp lực đất và áp lực nước dư cần xem xét trong việc xác minh tính năng của bển tường cừ theo phương pháp của P.W. Rowe

(2) Xác minh tính năng chiều dài chôn cọc ván

1) Phương pháp gối tự do

Khi xác định chiều dài chôn cọc ván bằng phương pháp gối tự do, chiều dài chôn cọc ván có thể được tính toán bằng Công thức (1.22) dựa trên cân bằng mô men của áp lực đất và áp lực nước còn lại tại điểm lắp đặt các thanh dây kéo (Hình 1.13). Trong công thức sau, các chỉ số k và d chỉ giá trị đặc trưng và giá trị thiết kế, tương ứng. Hơn nữa, các hệ số thành phần trong công thức có thể được chọn từ Bảng 1.10. Để thuận tiện, nếu một cột tương ứng trong bảng có ký hiệu "-", giá trị trong ngoặc ở cột đó có thể được sử dụng cho việc xác minh tính năng.

$$m \cdot S_d / R_d \leq 1,0, R_d = \gamma_R \cdot R_k, S_d = \gamma_s \cdot S_k$$

$$R_k = a \cdot P_{pk}$$

$$S_k = b \cdot P_{ak} + c \cdot P_{wk} + d \cdot P_{dwk}$$
(1.22)

Trong đó:

- R : Thành phần sức kháng (kN/m)
- S : Thành phần tải trọng (kN/m)
- P_p : áp lực đất bị động tổng hợp tác dụng lên tường cừ (kN/m)
- P_a : áp lực đất chủ động tổng hợp tác dụng lên tường cừ (kN/m)
- P_w : Áp lực nước dư tổng hợp tác dụng lên tường cừ (kN/m)
- P_{dw} : Áp lực nước động tổng hợp tác dụng lên tường cừ (kN/m) (chỉ trong trường hợp động đất)
- a to d : khoảng cách giữa vị trí lắp đặt thanh neo và điểm tác dụng của lực tổng hợp (m)
- γ_R : Hệ số thành phần nhân với sức kháng
- γ_s : Hệ số thành phần nhân với tải trọng
- m : Hệ số điều chỉnh

TCVN
11820
Phần 5:
2021,
Hình 13

OCDI
2020
Phần III,
Chương 5
Công thức
(2.3.8)

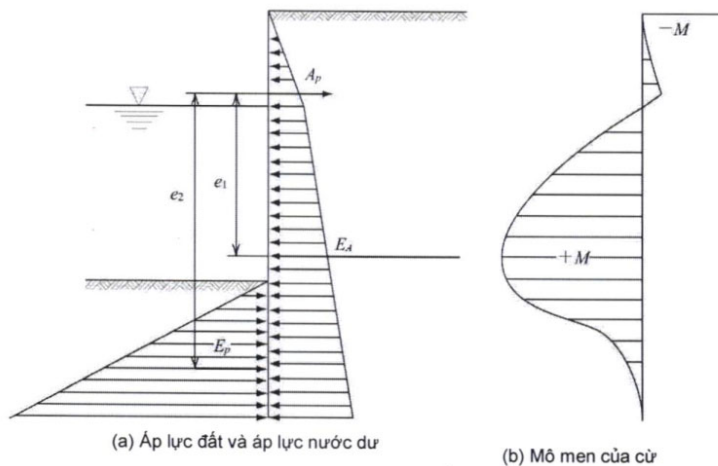
Các thành phần lớp đất được xem xét từ bề mặt đất đến tận cuối điểm chôn cọc. Nếu tất cả các lớp đất đều là đất cát, các hệ số thành phần –cho đất cát có thể được sử dụng. Nếu trong đó có bao gồm đất kết dính/đất sét (cohesive soil) dù chỉ một phần, các hệ số thành phần cần phải xem xét cho lớp đất dính.

Bảng 1.10- Hệ số thành phần được sử dụng để xác minh chiều dài chôn sâu của tường cọc ván cừ

Đối tượng kiểm tra	Cấu hình lớp đất	Hệ số thành phần γ_R	Hệ số thành phần γ_S	Hệ số điều chỉnh m
Chiều sâu chôn cừ bằng phương pháp gối tự do (tổ hợp lâu dài)	Đất cát	0,72	1,09	- (1,00)
	Địa chất nền đất sét	0,77	1,11	
Chiều sâu chôn cừ bằng phương pháp gối tự do (động đất cấp 1)	Tất cả các lớp đất	- (1,00)	- (1,00)	1,20

Nguồn: Cập nhật từ TCVN 11820-5-2021

TCVN
11820
Phần 5:
2021,
Bảng 4



$$A_p = S - R, S \cdot e_1 = R \cdot e_2$$

e1: khoảng cách từ vị trí đặt thanh neo đến áp lực đất chủ động tổng hợp

e2: khoảng cách từ vị trí đặt thanh neo đến áp lực đất bị động tổng hợp

Nguồn: Cập nhật từ TCVN 11820-5-2021

Hình 1.13- Phương pháp gối tự do

2) Phương pháp P.W. Rowe

Các giá trị đặc trưng của chiều dài chôn cọc của tường cừ sử dụng phương pháp P.W. Rowe có thể được tính toán để thỏa mãn công thức (1.23). Xem xét rằng công thức (1.23) chỉ tính đến độ cứng của cừ mà không xét đến áp lực đất, do đó cần lưu ý rằng hiệu ứng giảm áp lực đất không nhất thiết góp phần vào việc giảm chiều dài chôn của cọc cừ khi lập kế hoạch cải tạo đất để giảm áp lực đất lên các tường cừ cọc ván thép đã có. Do đó, khi kỳ vọng hiệu ứng giảm áp lực đất, nên sử dụng các phương pháp trên kết hợp với phương pháp P.W. Rowe.

TCVN
11820
Phần 5:
2021,
Hình 11

$$\begin{aligned}\bar{\delta}_N &= \frac{D_F}{H_T} \geq 4,951\omega^{-0,2} - 0,2486 \\ \bar{\delta}_S &= \frac{D_F}{H_T} \geq 5,0916\omega^{-0,2} - 0,2591\end{aligned}\quad (1.23)$$

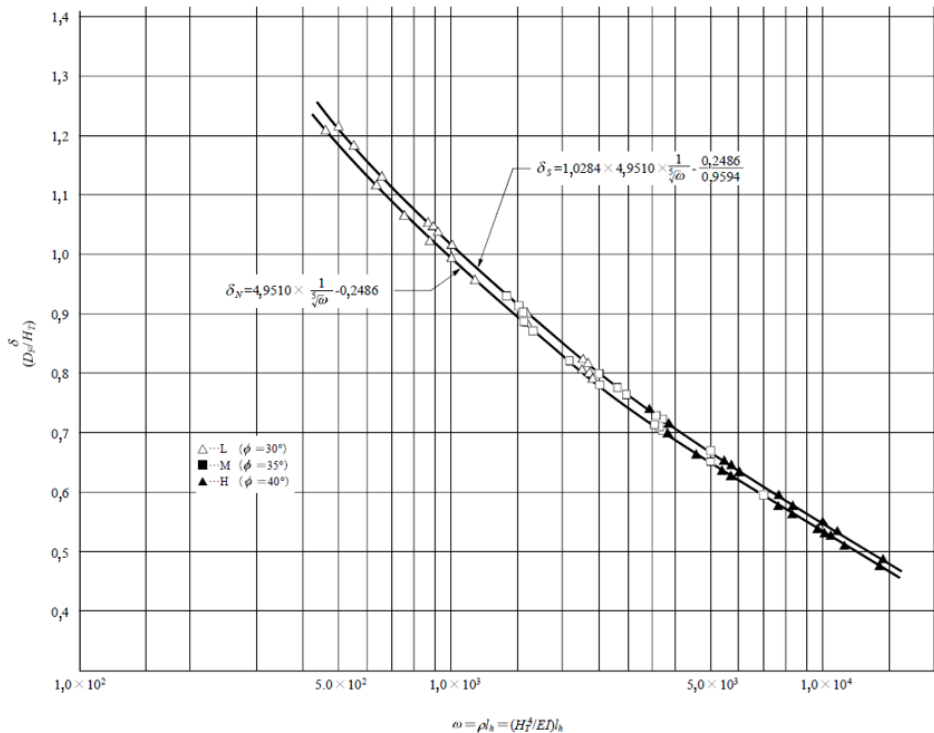
Trong đó:

- $\bar{\delta}_N$: Tỷ số giữa chiều dài chôn sâu cừ và chiều cao từ vị trí lắp đặt thanh giằng đến đáy biển (trong tổ hợp tải trọng lâu dài)
- $\bar{\delta}_S$: Tỷ số giữa chiều dài chôn cừ và chiều cao từ vị trí lắp đặt thanh giằng đến mặt đáy biển (trong điều kiện động đất cấp độ 1)
- D_F : Chiều sâu chôn cừ (m)
- H_T : Chiều cao từ vị trí lắp đặt thanh giằng đến đáy biển (m)
- ω : Chỉ số tương tự (ρl_h)
- ρ : Chỉ số biến dạng (H_T^4/EI) (m^3/MN)
- E : Mô đun đàn hồi tường cừ (MN/m^2)
- I : Mômen quán tính hình học trên một đơn vị chiều rộng của mặt cắt ngang cọc ván (m^4/m)
- l_h : Hệ số phản lực nền lên tường cừ (MN/m^3)

i) Chỉ số tương tự và chỉ số độ mềm của tường

Công thức (1.23) mô tả mối quan hệ giữa tỷ lệ chiều dài chôn cọc hội tụ D_F và chiều cao tường giả định H_T , tức là $\delta = (D_F / H_T)$, và số tương tự ω như trình bày trong Hình 1.14. Mối quan hệ này được xây dựng dựa trên phân tích của Takahashi và Kikuchi và cộng sự, bằng cách sử dụng mô hình mô phỏng cho 72 trường hợp với sự kết hợp các điều kiện về độ sâu nước của bến (-4 đến -14 m), điều kiện đất, điều kiện động đất ($k_h = 0,20$) và điều kiện vật liệu của các cọc ván thép.

Trong Hình 1.14, δ cho các tổ hợp tải trọng lâu dài và động đất lần lượt là $\bar{\delta}_N$ và $\bar{\delta}_S$; tuy nhiên, trong Công thức (1.23), $\bar{\delta}_S$ được sử dụng cho tác động của động đất vì nó biểu thị giá trị lớn hơn.



Nguồn: TCVN 11820-5-2021

Hình 1.14- Quan hệ giữa δ and ω

ii) Mô đun phản lực nền lên tường cừ

Có rất ít dữ liệu tham khảo cung cấp các giá trị đo lường hoặc giá trị khuyến nghị cho mô đun của phản lực nền đất lên tường cừ (I_h). Do đó, tốt nhất là nên xác định các giá trị này thông qua các thí nghiệm mô hình và/hoặc đo đạc thực địa. Các giá trị được đề xuất, vốn đã được sử dụng truyền thống, bao gồm các giá trị do Terzaghi đề xuất (Bảng 1.11) và các giá trị được đề xuất bởi Takahashi và Kikuchi (Hình 1.15, 1.16), những giá trị này được thu được bằng cách điều chỉnh các giá trị của Terzaghi.

Bảng 1.11- Mô đun phản lực nền cát lên tường cừ

Đơn vị: MN/m³

Tỷ trọng tương đối của cát	Rời	Trung bình	Chặt
Mô đun phản lực nền (I_h)	24	38	58

Nguồn: OCDI 2020

OCDI
2020
Phần III,
Chương 5
Bảng 2.3.1

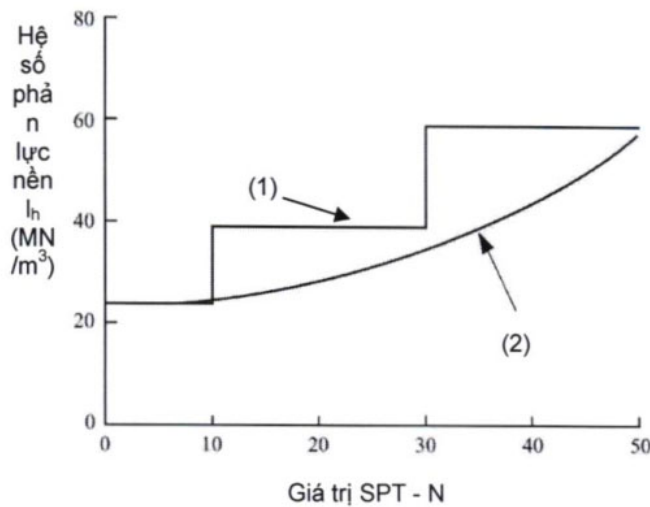
Họ liên hệ mô đun phản lực nền với góc ma sát trong của đất (Hình 1.16) bằng cách sử dụng công thức từ đề xuất của Dunham để tính toán giá trị nhỏ hơn của góc ma sát trong cho một giá trị N cho trước:

$$\varphi = \sqrt{12N+15} \quad (1.24)$$

Trong đó:

- φ : Góc ma sát trong (°)
- N : Giá trị SPT

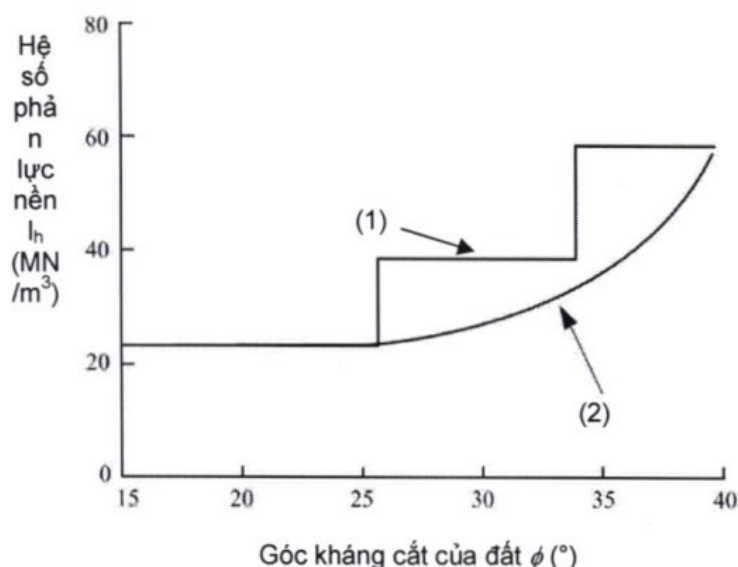
TCVN
11820
Phần 5:
2021,
Công thức
(23)



Nguồn: TCVN 11820-5-2021

Hình 1.15- Quan hệ giữa mô đun phản lực (I_h) và giá trị N

TCVN
11820
Phần 5:
2021,
Hình 14



Nguồn: TCVN 11820-5-2021

Hình 1.16- Quan hệ giữa mô đun phá lực nền (I_h) và góc ma sát trong (ϕ)

(3) Xác minh tính năng của ứng suất tường cừ

1) Giá trị đặc trưng của moment uốn cực đại

Các giá trị đặc trưng của moment uốn cực đại trong tường cừ và phản lực tại điểm lắp đặt thanh neo thường có thể được tính toán bằng cách sử dụng các công thức (1.25) và (1.26). Trong công thức dưới đây, chỉ số phụ k chỉ giá trị đặc trưng.

i) Phản lực tại điểm đặt thanh neo

$$A_{pk} = P_{ak} + P_{wk} + P_{dwk} - \frac{(aP_{ak} + bP_{wk} + cP_{dwk})}{L} \quad (1.25)$$

Trong đó:

- A_p : Lực kháng tại vị trí đặt thanh neo (kN/m)
- P_a : Lực tổng hợp của áp lực đất chủ động từ đỉnh tường cọc đến mặt đáy biển (kN/m)
- P_w : Lực tổng hợp của áp lực nước dư từ đỉnh tường cọc đến mặt đáy biển (kN/m)
- P_{dw} : Lực tổng hợp của áp lực nước động tác dụng lên tường cừ (kN/m) (chỉ trong quá trình động đất)
- a to c : Khoảng cách từ vị trí lắp đặt thanh neo đến điểm tác dụng của lực tổng hợp (m)
- L : Khoảng cách từ vị trí lắp đặt thanh neo đến mặt đáy biển (m)

ii) Mô men uốn lớn nhất

$$M_{maxk} = aA_{pk} + bP'_{ak} - cP'_{wk} - dP'_{dwk} \quad (1.26)$$

Trong đó:

- A_p : Phản lực tại điểm neo (kN/m)
- P'_a : Lực tổng hợp của áp lực đất chủ động từ đỉnh cọc cừ đến vị trí mà lực cắt S bằng 0 (kN/m)

- P'_w : Lực tổng hợp của áp lực nước dư từ đỉnh cọc cừ đến vị trí mà lực cắt S bằng 0 (kN/m)
- P'_{dw} : Lực tổng hợp của áp lực nước động từ đỉnh cọc cừ đến vị trí mà lực cắt S bằng 0 (kN/m) (chỉ trong thời gian xảy ra động đất)
- a : Khoảng cách từ vị trí mà lực cắt S bằng 0 đến vị trí lắp đặt thanh neo (m)
- b đến d : Khoảng cách từ vị trí mà lực cắt S bằng 0 đến điểm tác dụng của lực tổng hợp (m)

Phân tích ứng suất trong tường cừ có thể được thực hiện bằng cách sử dụng công thức (1.26). Trong công thức này, chỉ số phụ k và d chỉ giá trị đặc trưng và giá trị thiết kế, tương ứng. Hệ số thành phần trong công thức có thể được chọn từ các giá trị liệt kê trong Bảng 1.12, trong đó ký hiệu "-" trong cột chỉ ra rằng giá trị trong dấu ngoặc đơn trong cột có thể được sử dụng để xác minh tính năng cho tiện lợi.

$$m \cdot S_d / R_d \leq 1,0, R_d = \gamma_R \cdot R_k, S_d = \gamma_S \cdot S_k \quad (1.27)$$

$$R_k = \sigma_{yk}$$

$$S_k = M_{maxk} / Z$$

Trong đó:

- σ_y : ứng suất uốn chảy của thép (N/mm²)
- M_{max} : Mô men uốn lớn nhất trong tường cừ (N·mm/m)
- Z : Mô đun kháng uốn của vật liệu thép (mm³/m)
- R : Thành phần sức kháng (kN/m)
- S : Thành phần tải trọng (kN/m)
- γ_R : Hệ số thành phần nhân với sức kháng
- γ_S : Hệ số thành phần nhân với tải trọng
- m : Hệ số điều chỉnh

OCDI
2020
Phần III,
Chương 5
Công thức
(2.3.12)

Bảng 1.12- Các hệ số thành phần trong xác minh tính năng ứng suất của tường cừ

Đối tượng kiểm tra	Hệ số thành phần sức kháng γ_R	Hệ số thành phần tải trọng γ_S	Hệ số điều chỉnh m
ứng suất trong tường cừ (trạng thái lâu dài)	0,84	1,18	- (1,00)
ứng suất trong tường cừ (trạng thái ngắn hạn với tải trọng động đất cấp 1)	- (1,00)	- (1,00)	1,12

Nguồn: OCDI 2020

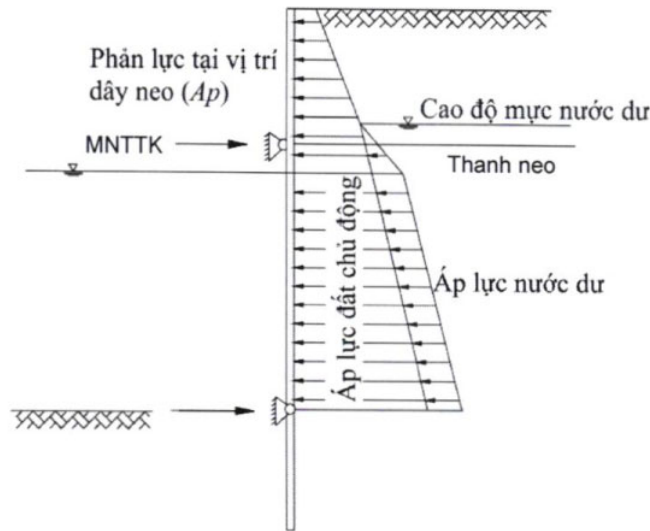
Mô men uốn cực đại và phản lực tại các điểm lắp đặt thanh neo trên tường cừ có thể được xác định bằng phương pháp dầm tương đương hoặc phương pháp của P.W. Rowe. Tuy nhiên, cần thận trọng khi sử dụng phương pháp dầm tương đương cho tường cừ có độ cứng cao vì phương pháp này có thể xác định điểm đổi dấu của mô men uốn sâu hơn so với bề mặt đáy biển và có thể đánh giá thấp nội lực trong các tường cừ.

2) Phương pháp dầm tương đương

Phương pháp dầm tương đương được sử dụng để tính toán mô men uốn lớn nhất

OCDI
2020
Phần III,
Chương 5
Bảng 2.3.3

và phản lực tại điểm lắp đặt thanh neo của tường cừ bằng cách giả định mô hình dầm đơn giản được chống đỡ tại điểm lắp đặt thanh neo và đáy biển, với áp lực đất và áp lực nước dư tác dụng như tải trọng phía trên đáy biển như được trình bày trong Hình 1.17.

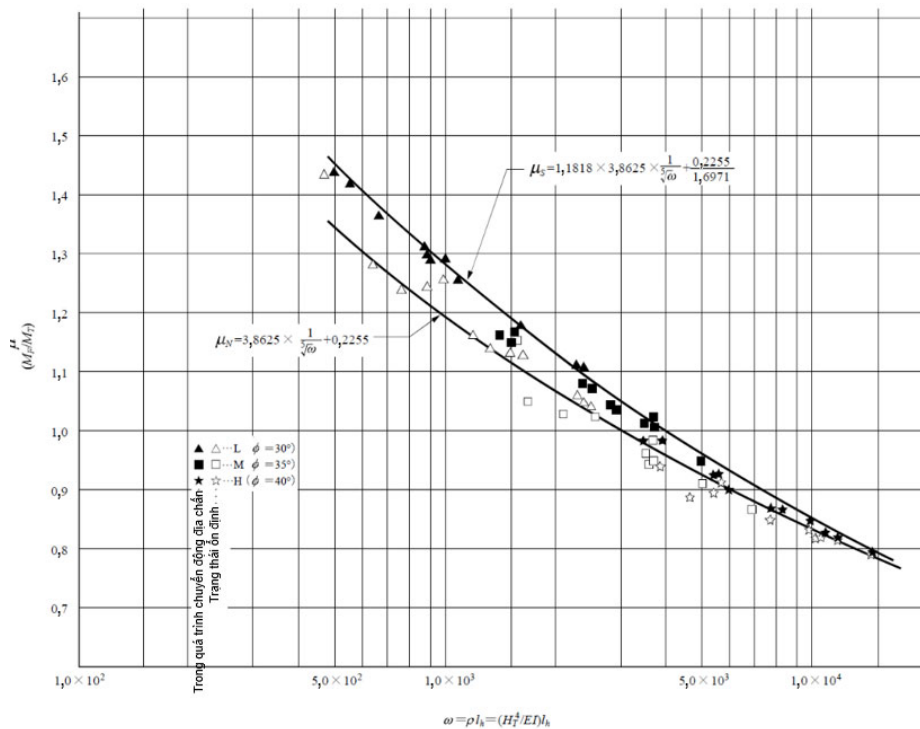


Nguồn: Cập nhật từ TCVN 11820-5-2021

Hình 1.17- Phương pháp dầm tương đương xác định mô men uốn tường cừ

3) Phương pháp P.W. Rowe's

Trong phân tích của Takahashi và Kikuchi cùng cộng sự, mối quan hệ giữa chỉ số tương tự ω , tỷ lệ μ (M_F/M_T), và tỷ lệ τ (T_F/T_T) đã được nghiên cứu. Tỷ lệ μ là tỷ lệ giữa mô men uốn cực đại M_F khi có chiều dài chôn cừ hội tụ D_F trong phân tích đường cong uốn và mô men uốn cực đại M_T tính toán theo phương pháp dầm tương đương, giả sử điểm lắp đặt thanh neo và bề mặt đáy biển là các điểm gối dầm. Tỷ lệ này là tỷ lệ τ của lực kéo thanh neo T_F khi có chiều dài chôn cừ hội tụ D_F trong phân tích đường cong uốn và lực kéo thanh neo T_T tính từ phương pháp dầm tương đương. Các mối quan hệ này được trình bày trong Hình 1.18 đến 1.19.

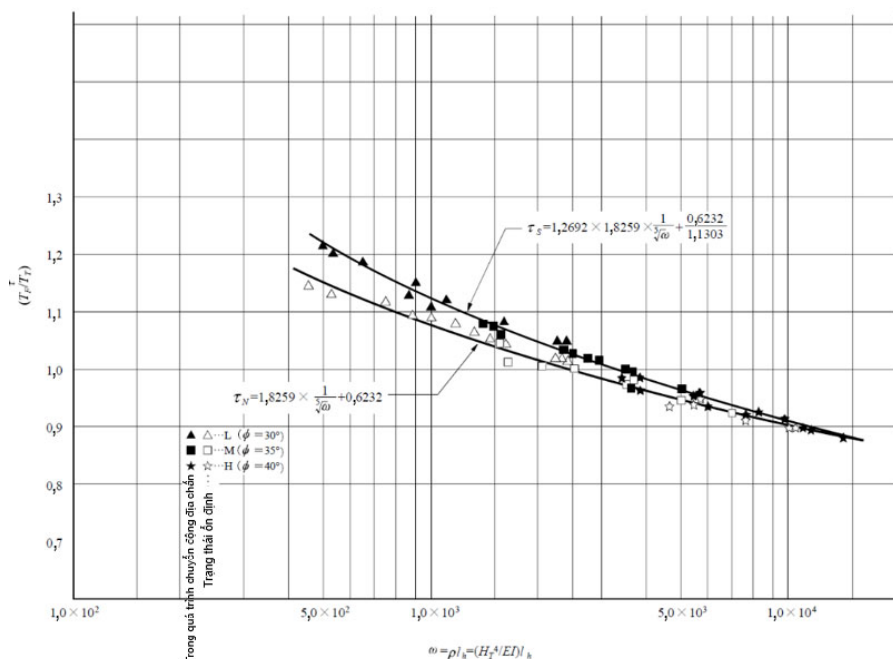


Nguồn: TCVN 11820-5-2021

Hình 1.18- Quan hệ giữa μ và ω

TCVN
11820
Phần 5:
2021,
Hình 12

TCVN
11820
Phần 5:
2021,
Hình 17



Nguồn: TCVN 11820-5-2021

Hình 1.19- Quan hệ giữa τ and ω

(4) Xác minh tính năng của ứng suất trên các thanh neo

Phân tích ứng suất trên các thanh neo có thể được thực hiện bằng cách sử dụng Công thức (1.28). Trong công thức này, chỉ số dưới k và d lần lượt chỉ giá trị đặc trưng và giá trị thiết kế. Hệ số thành phần trong công thức có thể được chọn từ các giá trị được liệt kê trong Bảng 1.13, trong đó ký hiệu “-” trong cột chỉ ra rằng giá trị trong dấu ngoặc đơn trong cột có thể được sử dụng cho việc xác minh hiệu suất cho tiện lợi.

$$m \cdot S_d / R_d \leq 1,0, \quad R_d = \gamma_R \cdot R_k, \quad S_d = \gamma_s \cdot S_k \quad (1.28)$$

$$R_k = \sigma_{yk}$$

$$S_k = T_k / A$$

Trong đó:

- σ_y : ứng suất kéo chảy của thanh neo (N/mm²)
- T : Lực căng trong thanh neo (N)
- A : Tiết diện thanh neo (mm²)
- R : Thành phần sức kháng (N/mm²)
- S : Thành phần tải trọng (N/mm²)
- γ_R : Hệ số thành phần nhân với sức kháng
- γ_s : Hệ số thành phần nhân với tải trọng
- m : Hệ số điều chỉnh

OCDI
2020
Phần III,
Chương 5
Công thức
(2.3.13)

Bảng 1.13- Hệ số thành phần kiểm tra ứng suất thanh neo

Đối tượng kiểm tra	Hệ số γ_R	Hệ số γ_s	Hệ số điều chỉnh m
ứng suất trong thanh neo (tổ hợp lâu dài)	0,64	1,29	- (1,00)
ứng suất trong thanh neo (tổ hợp ngắn hạn với tải trọng)	- (1,00)	- (1,00)	1,67

OCDI
2020
Phần III,
Chương 5
Bảng 2.3.4

1) Lực kéo tác dụng lên thanh neo

Lực kéo tác dụng lên thanh neo thường được tính theo Công thức (1.29). Trong công thức dưới đây, chỉ số k biểu thị giá trị đặc trưng.

$$T_k = A_{pk} / \sec\theta \quad (1.29)$$

Trong đó:

- T : Lực căng trong thanh neo (kN)
- A_p : Phản lực tại điểm neo (kN)
- l : Khoảng cách giữa các thanh neo (m)
- θ : góc nghiêng của thanh neo so với đường vuông góc với tường cừ (°)

TCVN
11820
Phần 5:
2021,
Công thức
(27)

2) Lực kéo tác dụng lên thanh neo trên tường cừ

Trong một số trường hợp, các trụ neo (bollard) được lắp đặt trên dầm mũ của tường cừ, và các lực kéo của tàu thuyền tác dụng lên các trụ neo được truyền vào các thanh neo. Thường thì dầm mũ được coi là một dầm gối lên các thanh neo là các gối đàn hồi, và lực căng của các thanh neo có thể được tính bằng Công thức (1.30) bằng cách giả định rằng lực kéo được chia đều cho bốn thanh neo gần trụ neo. Trong công thức dưới đây, chỉ số dưới k đại diện cho giá trị đặc trưng.

$$T_k = (A_{pk} l + P_k / 4) \sec\theta \quad (1.30)$$

Trong đó:

- T : ứng suất kéo trong thanh neo (kN)
- A_p : Phản lực tại điểm neo trên tường cừ (kN)
- l : Khoảng cách giữa các thanh neo (m)
- θ : Góc nghiêng của thanh neo và tường cừ (°)
- P : Thành phần nằm ngang của lực kéo từ tàu tác dụng lên bích/trụ neo (bollard) (kN)

TCVN
11820
Phần 5:
2021,
Công thức
(28)

(5) Xác minh ứng suất trong dầm ốp

Phân tích ứng suất trong dầm ốp có thể được thực hiện bằng cách sử dụng Công thức (1.31). Trong công thức này, chỉ số dưới k và d lần lượt chỉ giá trị đặc trưng và giá trị thiết kế. Hệ số thành phần trong công thức có thể được chọn từ các giá trị được liệt kê trong Bảng 1.14, trong đó ký hiệu “-” trong một cột cho biết giá trị trong dấu ngoặc đơn trong cột có thể được sử dụng cho việc xác minh hiệu suất cho sự tiện lợi.

$$m \cdot S_d / R_d \leq 1,0, \quad R_d = \gamma_R \cdot R_k, \quad S_d = \gamma_s \cdot S_k \quad (1.31)$$

$$R_k = \sigma_{yk}$$

$$S_k = M_{maxk} / Z$$

Trong đó:

- σ_y : ứng suất uốn chảy trong dầm ốp (N/mm²)
- M_{max} : Mô men uốn lớn nhất trong dầm ốp (N·mm/m)
- Z : Mô men kháng uốn dầm ốp (mm³)
- R : Thành phần sức kháng (N/mm²)
- S : Thành phần tải trọng (N/mm²)
- γ_R : Hệ số thành phần nhân với sức kháng
- γ_s : Hệ số thành phần nhân với tải trọng
- m : Hệ số điều chỉnh

OCDI
2020
Phần III,
Chương 5
Công thức
(2.3.16)

Bảng 1.14- Hệ số thành phần cho xác minh ứng suất dầm ốp

Đối tượng kiểm tra	Hệ số γ_R	Hệ số γ_S	Hệ số điều chỉnh m
ứng suất trong dầm ốp (tổ hợp lâu dài)	- (1,00)	- (1,00)	1,67
ứng suất trong dầm ốp (tổ hợp ngắn hạn với tải trọng động đất cấp 1)	- (1,00)	- (1,00)	1,12

Nguồn: OCDI 2020

Thông thường, mô men uốn lớn nhất của dầm ốp có thể được tính theo Công thức (1.32). Trong công thức dưới đây, chỉ số k biểu thị giá trị đặc trưng.

$$M_{max} = T_k l / 10 \quad (1.32)$$

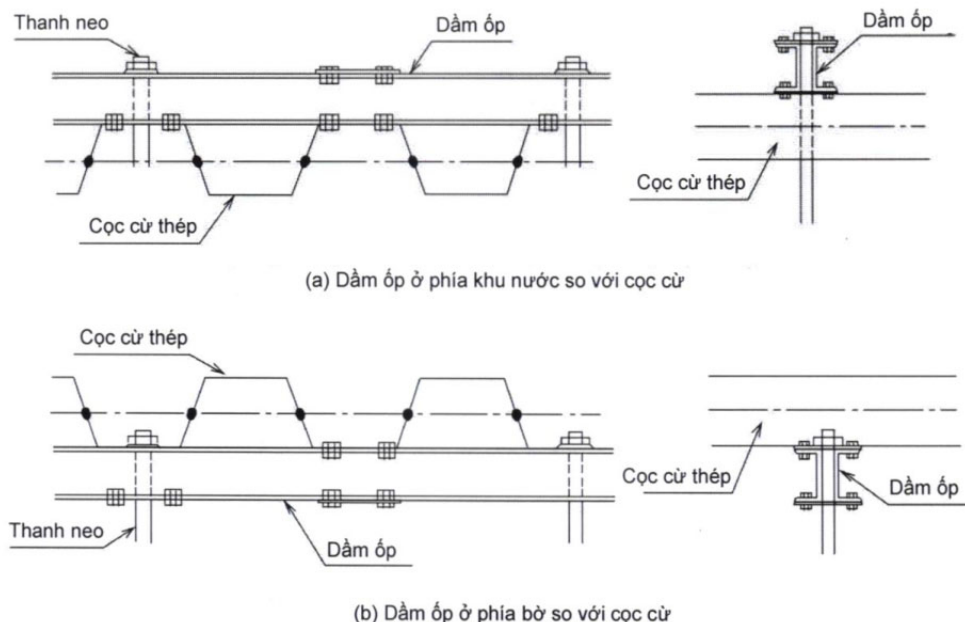
Trong đó:

M_{max} : Mô men uốn lớn nhất trong dầm ốp (N·mm/m)

T : Lực căng trong thanh neo (kN)

l : Khoảng cách giữa các thanh neo (m)

Các cọc cừ và thanh neo cần được liên kết thông qua dầm ốp (waling) được lắp đặt nằm ngang ở phần trên của các cọc cừ. Dầm ốp thường được chế tạo bằng cách lắp ráp thép hình chữ U (Hình 1.24), tuy nhiên cũng có thể sử dụng thép góc hoặc thép hình chữ H thay cho thép chữ U.



Nguồn: TCVN 11820-5-2021

Hình 1.24- Ví dụ lắp đặt dầm ốp

(6) Xác minh tính năng của hệ thống neo

Để thực hiện kiểm tra tính năng của hệ thống cọc neo, tham khảo TCVN 11820 Phần 4-1: 2020.

Phân tích ứng suất trong các hệ thống cọc neo có thể được thực hiện bằng cách sử

OCDI
2020
Phần III,
Chương 5
Bảng 2.3.6

TCVN
11820
Phần 5:
2021,
Công thức
(29)

TCVN
11820
Phần 5:
2021,
Hình 19

dụng Công thức (1.33). Trong công thức này, chỉ số dưới k và d lần lượt chỉ giá trị đặc trưng và giá trị thiết kế. Hệ số thành phần trong công thức có thể được chọn từ các giá trị được liệt kê trong Bảng 1.15, trong đó ký hiệu “-” trong một cột cho biết giá trị trong dấu ngoặc đơn trong cột có thể được sử dụng cho việc xác minh hiệu suất cho sự tiện lợi.

$$m \cdot S_d / R_d \leq 1,0, R_d = \gamma_R \cdot R_k, S_d = \gamma_S \cdot S_k$$

$$R_k = \sigma_{yk}$$

$$S_k = M_{maxk} / Z$$
(1.33)

Trong đó:

- σ_y : ứng suất uốn chảy trong cọc neo (N/mm²)
- M_{max} : Mô men uốn lớn nhất trong cọc neo (N·mm/m)
- Z : Mô men kháng uốn cọc neo (mm³)
- R : Thành phần sức kháng (N/mm²)
- S : Thành phần tải trọng (N/mm²)
- γ_R : Hệ số thành phần nhân với sức kháng
- γ_S : Hệ số thành phần nhân với tải trọng
- m : Hệ số điều chỉnh

OCDI
2020
Phần III,
Chương 5
Công thức
(2.3.18)

Bảng 1.15- Hệ số thành phần cho kiểm tra ứng suất cọc neo

Đối tượng kiểm tra	Hệ số γ_R	Hệ số γ_S	Hệ số điều chỉnh m
ứng suất trong cọc neo (tổ hợp lâu dài)	- (1,00)	- (1,00)	1,67
ứng suất trong cọc neo (tổ hợp ngắn hạn với tải trọng động đất cấp 1)	- (1,00)	- (1,00)	1,12

Nguồn: OCDI 2020

OCDI
2020
Phần III,
Chương 5
Bảng 2.3.7

1) Phản lực nền

Công thức cơ bản mô tả ứng xử của dầm trên nền đàn hồi được thể hiện bằng Công thức (1.34).

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -P = -pB$$
(1.34)

Trong đó:

- EI : Độ cứng chịu uốn của cọc (kN/m²)
- x : Độ sâu cọc trong nền đất (m)
- y : Chuyển vị của cọc tại độ sâu x (m)
- P : Mô đùn phản lực nền trên một đơn vị chiều dài cọc tại độ sâu x (kN/m)
- p : Mô đùn phản lực nền trên đơn vị diện tích cọc tại độ sâu x (kN/m²), $p=P/B$
- B : Chiều rộng cọc (m)

TCVN
11820
Phần 4-1:
2020,
Công thức
(C.27)

Cách biểu diễn phản lực nền trong Công thức (1.34) đã được thảo luận khá nhiều. Các phương pháp điển hình bao gồm phương pháp của Chang và phương pháp của Viện Nghiên cứu Cảng và Bến (PHRI). Phương pháp của Chang đơn giản để sử dụng

như một phương pháp phân tích, trong khi phương pháp PHRI được cho là có thể diễn tả chính xác hơn ứng xử của cọc. Do đó, phân tích bằng phương pháp PHRI nên được sử dụng trong hầu hết các trường hợp. Nếu phương pháp PHRI khó áp dụng trong các trường hợp như phân tích kết hợp giữa nền móng cọc và các công trình trên mặt đất, phương pháp của Chang có thể được sử dụng.

2) Chuyển vị đầu cọc và mô men lớn nhất

Phương pháp PHRI phân loại đất thành hai loại: đất loại S (S-type) và đất loại C (C-type). Đất loại S là đất có giá trị SPT-N tăng tuyến tính theo độ sâu, như đất cát có độ chặt đồng đều và đất sét ở trạng thái cố kết bình thường. Đất loại C là đất có giá trị SPT-N không thay đổi theo độ sâu, như đất cát có bề mặt đã được nén chặt và đất sét đã trải qua quá trình cố kết trước lớn.

Đối với các cọc trong điều kiện tương đối đơn giản, trong đó chỉ có lực vuông góc với trục cọc tác động lên đầu cọc, sự dịch chuyển của đầu cọc, mô men uốn cực đại dưới mặt đất và sự biến dạng được tính toán dựa trên phương pháp PHRI. Một số giá trị cho mô hình cọc chịu tải tại mức mặt đất, trong đó đầu cọc trùng với mức mặt đất (chiều dài cọc lòi ra = 0), có thể được tính toán bằng Công thức (1.35) và (1.36).

- Nền đất loại S, đầu cọc tự do

$$\begin{aligned} \log y_0 &= 0,38958 - \frac{4}{7} \log EI - \frac{6}{7} \log Bk_s + \frac{10}{7} \log T \\ \log M_{max} &= -0,05825 + \frac{1}{7} \log EI - \frac{2}{7} \log Bk_s + \frac{8}{7} \log T \\ \log i_0 &= 0,22539 - \frac{5}{7} \log EI - \frac{4}{7} \log Bk_s + \frac{9}{7} \log T \\ \log l_{m1} &= 0,53473 + \frac{1}{7} \log EI - \frac{2}{7} \log Bk_s + \frac{1}{7} \log T \end{aligned} \quad (1.35)$$

TCVN
11820
Phần 1:
2025,
Công thức
(I.67)

- Nền đất loại C, đầu cọc tự do

$$\begin{aligned} \log y_0 &= 0,11328 - \frac{2}{5} \log EI - \frac{6}{5} \log Bk_s + \frac{8}{5} \log T \\ \log M_{max} &= -0,28846 + \frac{1}{5} \log EI - \frac{2}{5} \log Bk_s + \frac{6}{5} \log T \\ \log i_0 &= -0,00634 - \frac{3}{5} \log EI - \frac{4}{5} \log Bk_s + \frac{7}{5} \log T \\ \log l_{m1} &= 0,55205 + \frac{1}{5} \log EI - \frac{2}{5} \log Bk_s + \frac{1}{5} \log T \end{aligned} \quad (1.36)$$

TCVN
11820
Phần 1:
2025,
Công thức
(I.69)

Trong đó:

- y_0 : Chuyển vị của cọc tại cao độ mặt đất (m)
- M_0 : mô men uốn sinh ra trong thân cọc tại cao độ mặt đất (kN·m)
- i_0 : góc biến dạng của cọc tại cao độ mặt đất (rad)
- M_{max} : Mô men uốn lớn nhất phía dưới mặt đất (kN·m)
- l_{m1} : độ sâu của điểm không đầu tiên của mô men uốn đối với cọc đầu tự do hoặc độ sâu của điểm không thứ hai của mô men uốn đối với cọc đầu cố định (m)
- EI : Độ cứng chịu uốn của cọc (kN·m²)
- B : Chiều rộng cọc (m)
- k_s : Hệ số sức kháng bên cho đất loại S (kN/m^{3,5})

- k_c : Hệ số sức kháng bên cho đất loại C (kN/m^2)
- T : lực theo phương vuông góc với trục tác dụng lên đầu cọc (kN)

3) Quan hệ giữa sức kháng ngang và độ tăng của giá trị N

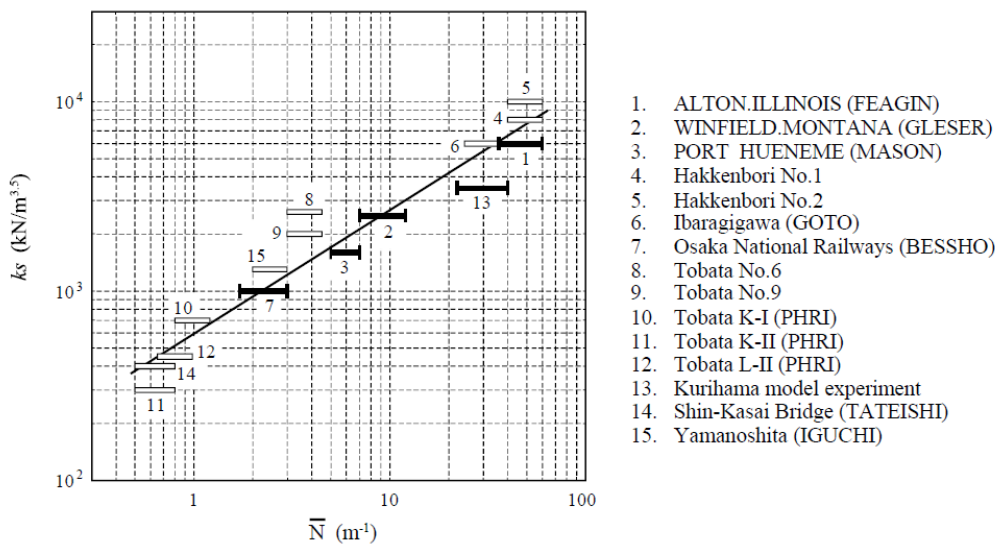
i) Nền loại S

Mối quan hệ giữa hệ số kháng ngang trong đất loại S và sự gia tăng giá trị SPT- N trên mỗi đơn vị độ sâu như được thể hiện trong Hình 1.25. Ở đây, sự gia tăng giá trị SPT- N trên mỗi đơn vị độ sâu có nghĩa là độ nghiêng của đường thẳng gần đúng phân bố giá trị SPT- N theo chiều sâu thu được từ việc khảo sát đất. Sự gia tăng giá trị SPT- N trong phạm vi từ mức mặt đất đến (0,5 đến 1,0) m, có ảnh hưởng lớn đến sức kháng ngang của cọc, thường được sử dụng. Ngay cả khi phân bố giá trị SPT- N theo chiều sâu không bằng 0 tại mức mặt đất, độ nghiêng của đường thẳng gần đúng đi qua 0 tại mức mặt đất cũng có thể được sử dụng.

$$K_s = 592 \bar{N}^{0,654} \quad (1.37)$$

Trong đó:

\bar{N} : Độ tăng giá trị SPT- N trên đơn vị độ sâu cọc (m^{-1})



Nguồn: TCVN 11820-4-1-2020, TCVN 11820-2-2025

Hình 1.25- Quan hệ giữa hệ số sức kháng ngang của nền loại S và độ tăng giá trị SPT-N

ii) Nền loại C

Mối quan hệ giữa hệ số kháng ngang trong đất loại C và sự gia tăng giá trị SPT- N trên mỗi đơn vị độ sâu được thể hiện trong Hình 1.26. Giá trị trung bình của SPT- N trong phạm vi từ mặt đất đến (0,5 đến 1,0) m, vốn có ảnh hưởng lớn đến khả năng kháng ngang của cọc, thường được sử dụng làm giá trị SPT- N .

$$k_c = 540 N^{0,648} \quad (1.38)$$

Trong đó:

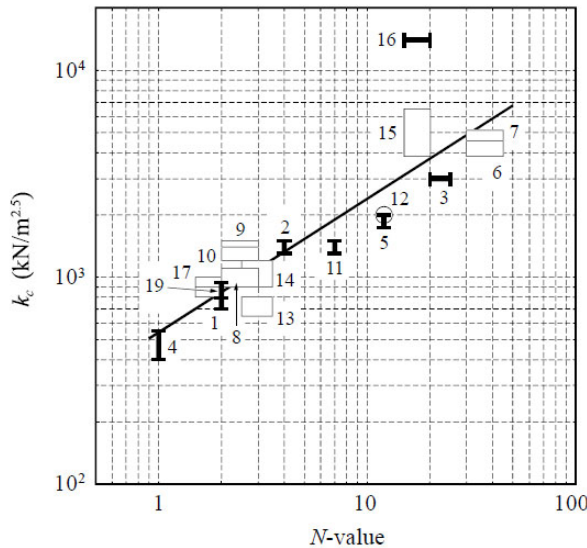
N : Giá trị trung bình SPT- N trong khoảng chiếm ưu thế về sức kháng ngang của cọc

TCVN
11820
Phần 1:
2025,
Công thức
(I.71)

TCVN
11820
Phần 4-1:
2020,
Hình C.15

TCVN
11820
Phần 1:
2025,
Hình I.17

TCVN
11820
Phần 1:
2025,
Công thức
(I.72)



1. Tobata K-I (TTRI)
2. Tobata K-III (TTRI)
3. Tobata K-IV (TTRI)
4. Tobata L-II (TTRI)
5. Tobata L-IV (TTRI)
6. Hakkenbori No.1
7. Hakkenbori No.2
8. Osaka National Railways
9. Yahata Seitetsu No.6
10. Yahata Seitetsu No.9
11. Tobata preliminary test-1 (TTRI)-1
12. Tobata preliminary test-2 (TTRI)-2
13. WAGNER (Calif.) No. 15
14. WAGNER (Calif.) No. 25
15. WAGNER (Alaska) -1
16. WAGNER (Alaska) -2
17. Tokyo National Railways b
18. Tokyo National Railways A4
19. Tokyo National Railways B

Nguồn: TCVN 11820-4-1-2020, TCVN 11820-2-2025

Hình 1.26- Quan hệ giữa hệ số sức kháng ngang của nền loại C và độ tăng giá trị SPT-N

4) Các loại hệ neo khác

Phương pháp xác minh đối với các loại hệ neo khác như hệ neo chum cọc đôi và hệ neo cọc bản có thể tham khảo trong OCDI 2020.

Tại Việt Nam, loại bản bê tông thường được sử dụng làm hệ neo, và việc xác minh tính năng chịu lực của nó có thể tham khảo như sau:

Chiều cao và độ sâu chôn của hệ neo bản có thể được xác định để thỏa mãn Công thức (1.39), với giả định rằng lực kéo từ thanh neo và áp lực đất chủ động phía sau hệ neo bản được cân bằng bởi áp lực đất bị động phía trước hệ neo bản như thể hiện trong Hình 1.27. Trong công thức này, các chỉ số k và d lần lượt biểu thị giá trị đặc trưng và giá trị thiết kế. Các hệ số thành phần có thể được chọn từ các giá trị trong Bảng 1.16, trong đó giá trị trong ngoặc có thể được sử dụng để xác minh tính năng chịu lực một cách thuận tiện.

$$m \cdot S_d / R_d \leq 1,0, R_d = \gamma_R \cdot R_{k,}, S_d = \gamma_s \cdot S_k \quad (1.39)$$

$$R_k = E_{Pk}$$

$$S_k = (A_{Pk} + E_{Ak})$$

Trong đó:

- E_P : Áp lực bị động lên bản neo (kN/m)
- A_P : phản lực tại vị trí lắp đặt thanh neo trong trạng thái lâu dài và trạng thái ngắn hạn liên quan đến chuyển động đất do động đất cấp độ 1 và lực kéo của tàu thuyền (kN/m);
- E_A : Áp lực chủ động lên bản neo (kN/m)

Bảng 1.16- Hệ số thành phần cho xác minh sự ổn định bản neo

Đối tượng kiểm tra	Hệ số γ_R	Hệ số γ_s	Hệ số điều chỉnh m
ứng suất trong bản neo (tổ hợp lâu dài)	- (1,00)	- (1,00)	2,50
ứng suất trong bản neo	-	-	2,00

TCVN
11820
Phần 4-1:
2020,
Hình C.16

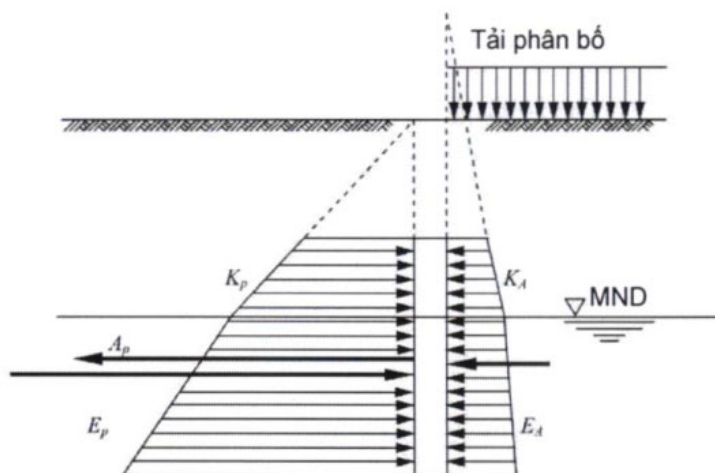
TCVN
11820
Phần 1:
2025,
Hình I.18

TCVN
11820
Phần 5:
2021,
Công thức
(37)

OCDI
2020
Phần III,
Chương 5
Bảng
2.3.10

(tổ hợp ngắn hạn với tải trọng động đất cấp 1)	(1,00)	(1,00)	
--	--------	--------	--

Nguồn: OCDI 2020



Nguồn: TCVN 11820-5-2021

Hình 1.27- Lực tác dụng lên bản neo

Góc ma sát giữa tường và đất sử dụng trong tính toán áp lực đất thường được giả định là 15° trong trường hợp áp lực đất chủ động, và 0° trong trường hợp áp lực đất bị động. Tuy nhiên, trong trường hợp hệ neo kiểu khối trọng lực (dead man anchor), lực kéo hướng lên tác động lên bản neo, dẫn đến lực ma sát trên bề mặt tường sẽ hướng lên trên, tức là ngược lại so với trường hợp thông thường của áp lực đất bị động. Hơn nữa, áp lực đất bị động sẽ bị giảm trong trường hợp này. Do đó, góc ma sát giữa tường và đất thường được giả định là 15° .

Khi mặt trượt chủ động của cừ thép và mặt trượt bị động của hệ neo bản (được xác định theo mục 1-3. Điều kiện thiết kế, tiểu mục (1) Thiết lập điều kiện thiết kế, mục 4) Vị trí lắp đặt hệ neo) cắt nhau bên dưới mặt đất tự nhiên, cần xem xét rằng áp lực đất bị động tác dụng lên mặt thẳng đứng phía trên điểm giao nhau đó không còn đóng vai trò là lực kháng nữa (xem Hình 1.28). Do đó, phần áp lực này nên được trừ khỏi giá trị thiết kế của EP trong Công thức (1.39).

Trong trường hợp điểm giao nhau nằm phía trên mực nước dư, áp lực đất bị động cần trừ đi có thể được tính bằng Công thức (1.40). Trong công thức dưới đây, ký hiệu k biểu thị giá trị đặc trưng.

$$\Delta E_{Pk} = K_{Pk} \cdot w_k \cdot h_f^2 / 2 \quad (1.40)$$

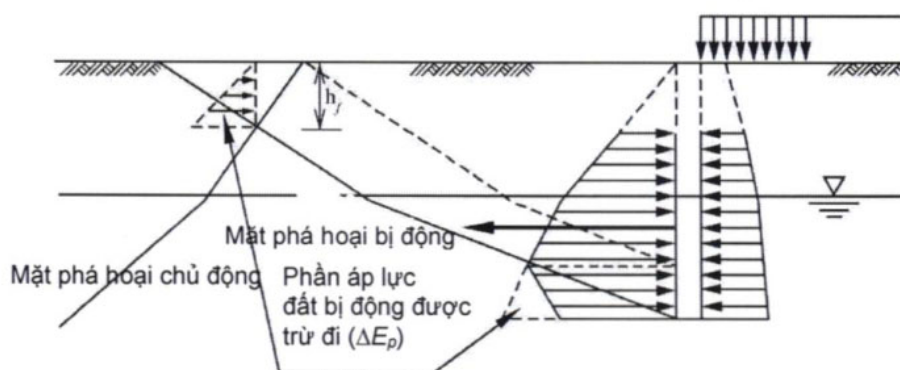
Trong đó:

- w : Trọng lượng đất (kN/m^2)
- h_f : chiều sâu từ mặt đất đến giao điểm của các mặt phẳng phá hoại (m)
- K_p : Hệ số áp lực bị động của đất

Giá trị đặc trưng w_k cho trọng lượng của đất được biểu thị bằng tích của giá trị đặc trưng của trọng lượng thể tích đơn vị của lớp đất đang xét và chiều sâu h_f từ mặt đất đến điểm giao nhau của các mặt trượt.

TCVN
11820
Phần 5:
2021,
Hình 22

TCVN
11820
Phần 5:
2021,
Công thức
(32)



Nguồn: TCVN 11820-5-2021

Hình 1.28- Áp lực đất cản trừ vào áp lực đất bị động tác dụng lên tường bản neo khi mặt phá hoại chủ động của tường cọc ván và mặt phá hoại bị động của bản neo giao nhau

Khi lớp đất yếu có tính kết dính tồn tại bên dưới khu vực xung quanh đáy của móng dạng bản neo, có nguy cơ móng bản không có đủ khả năng chống trượt do sự hình thành mặt trượt bên dưới mép dưới của móng. Do đó, trong trường hợp này, nên kiểm tra ổn định của móng bản bằng cách giả định các mặt trượt tròn hoặc mặt trượt phẳng một cách tổng quát.

Kiểm tra mặt trượt tròn: Móng bản được coi là không ổn định nếu nó nằm trong vòng trượt được vẽ dựa trên tỷ số tác dụng – kháng lực (action–resistance ratio) lớn hơn hoặc bằng 1,0, mà không tính đến tường cừ.

Kiểm tra mặt trượt phẳng: Móng bản được coi là ổn định nếu tỷ số tác dụng – kháng lực với lực căng của thanh neo nhỏ hơn hoặc bằng 1,5. Việc này được thực hiện bằng cách cân bằng lực tác động lên khối đất được xác định bởi: mặt trượt đi qua mép dưới của đáy bản neo; mặt phẳng thẳng đứng đi qua đáy bản neo; mặt trượt chủ động của tường cừ.

Hệ thống bản phải có khả năng chịu được mô men uốn gây ra bởi áp lực đất, lực căng từ các thanh neo. Thông thường, mô men uốn lớn nhất có thể được tính bằng Công thức (1.41), với giả thiết: áp lực đất được xấp xỉ bằng tải trọng phân bố đều, bản neo là một bản liên tục theo phương ngang, và là một bản dạng công-xôn (cantilever slab) cố định tại vị trí lắp đặt thanh neo theo phương đứng.

Trong công thức này, ký hiệu k đại diện cho giá trị đặc trưng.

$$M_{Hk} = T_k \cdot l / 12 \quad (1.41)$$

$$M_{Vk} = T_k \cdot h / (8 \cdot l)$$

Trong đó:

- M_H : Mô men uốn lớn nhất theo phương ngang (kN·m)
- M_V : Mô men uốn lớn nhất theo phương đứng trên đơn vị chiều dài bản neo (kN·m /m)
- T : Lực căng thanh neo (kN)
- l : Khoảng cách thanh neo (m)
- h : Chiều cao bản neo (m)

Việc bố trí thép chịu lực cho móng bản M_H có thể được xác định dựa trên giả định rằng bề rộng hiệu dụng của móng bản là $2b$, với vị trí lắp đặt thanh neo làm tâm, trong đó: b là chiều dày của bản neo tại vị trí lắp đặt thanh neo. Bản neo thường được thi công bằng bê tông cốt thép hoặc bê tông dự ứng lực. Đối với việc xác minh tính năng chịu lực

của móng bản bằng bê tông cốt thép hoặc bê tông dự ứng lực, cần áp dụng các tiêu chuẩn và phương pháp tính phù hợp. Trong nhiều trường hợp, vị trí lắp đặt thanh neo trên bản neo được đặt tại điểm đặt lực tổng hợp của áp lực đất, hoặc tâm chiều cao của móng bản.

(7) Xác minh tính năng ổn định tổng thể trong trạng thái lâu dài

Trong tổ hợp tải trọng lâu dài, nơi mà lực chính tác động là trọng lượng bản thân của kết cấu bên và vật liệu đắp sau tường, việc xác minh tính năng ổn định tổng thể thường được thực hiện thông qua phân tích trượt cung tròn.

Việc kiểm tra trượt cung tròn có thể được thực hiện bằng Công thức (1.42).

Phương pháp Fellenius cải tiến giả định rằng hướng của lực tổng hợp tác dụng trên các mặt phẳng đứng giữa các lát trượt là song song với đáy của lát trượt đó. Phương pháp này còn được gọi là phương pháp đơn giản hóa hoặc phương pháp Tschebotarioff.

Khi cung tròn trượt và lát trượt được bố trí như trong Hình 1.30, thì phương pháp Fellenius cải tiến có thể áp dụng để tính toán.

Trong công thức trên: ký hiệu k biểu thị giá trị đặc trưng; Ký hiệu d biểu thị giá trị thiết kế; Các hệ số thành phần trong công thức này có thể được tra từ Bảng 1.17. Nếu một cột trong bảng có ký hiệu “-”, thì giá trị nằm trong dấu ngoặc đơn có thể được sử dụng để thuận tiện trong quá trình tính toán.

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1,0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$S_k = \sum \left\{ (W_k + q_k) \sin \theta + \frac{1}{R} a P_{Hk} \right\} \quad (1.42)$$

$$R_k = \sum \left\{ c_k s + (W_k + q_k) \cos^2 \theta \cdot \tan \varphi_k \right\} \sec \theta$$

Trong đó:

- m : Hệ số điều chỉnh
- S_d : Giá trị thiết kế sử dụng cho thành phần tác động (kN/m)
- R_d : Giá trị thiết kế sử dụng cho thành phần sức kháng (kN/m)
- S_k : Giá trị đặc trưng của tác động (kN/m)
- R_k : Giá trị đặc trưng của sức kháng (kN/m)
- γ_S : Hệ số thành phần nhân với tác động
- γ_R : Hệ số thành phần nhân với sức kháng
- W_k : giá trị đặc trưng của tổng trọng lượng một đoạn, tổng trọng lượng của đất và nước (kN/m)
- q_k : giá trị đặc trưng của tải trọng thẳng đứng từ phía trên của phần đoạn lát cắt (kN/m)
- θ : góc giữa đáy của phân đoạn lát trượt và phương ngang ($^\circ$)
- a : chiều dài cánh tay đòn từ tâm vòng trượt trong phá hoại trượt tròn đến vị trí tác dụng của lực P_H (m)
- P_{Hk} : giá trị đặc trưng của lực tác dụng ngang trên phân đoạn lát trượt của khối đất theo đơn vị chiều dài trong phá hoại trượt tròn (kN/m)
- R : Bán kính trượt cung tròn (m)
- c_k : Giá trị đặc trưng của cường độ kháng cắt không thoát nước trong trường hợp nền đất sét, hoặc giá trị đặc trưng của lực dính biểu kiến trong điều kiện thoát nước đối với nền cát (kN/m²)

TCVN
11820
Phần 1:
2025
Công thức
(I.102)
(I.103)

TCVN
11820
Phần 4-1:
2020,
Công thức
(F.1)

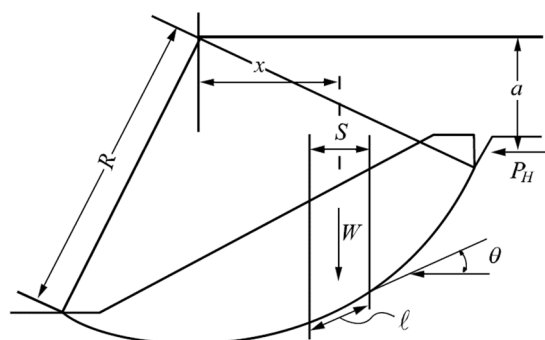
TCVN
11820
Phần 6:
2023,
Công thức
(7)

- s : Chiều rộng của cột đất (m)
- W'_k : Giá trị đặc trưng của trọng lượng hiệu dụng của phân đoạn lát trượt theo đơn vị chiều dài (trọng lượng của đất; khi bị ngập nước, sử dụng trọng lượng riêng trong nước) (kN/m)
- φ_k : Giá trị đặc trưng trong trường hợp nền đất có độ dính, 0, và trong trường hợp nền đất cát, giá trị đặc trưng của góc kháng cắt trong điều kiện thoát nước ($^\circ$)

Bảng 1.17- Các hệ số thành phần trong xác minh tính năng trượt cung tròn

Đối tượng kiểm tra	Hệ số biến thiên của đất có độ dính trong lớp đất đại diện CV	Hệ số thành phần nhân với sức kháng γ_R	Hệ số thành phần nhân với tác động γ_S	Hệ số điều chỉnh m
Trượt cung tròn (tổ hợp tải trọng lâu dài)	Đất không kết dính	0,83	1,01	(1,0)
	$CV < 0,10$	0,86	1,05	(1,0)
	$0,10 \leq CV < 0,15$	0,85	1,04	(1,0)
	$0,15 \leq CV < 0,25$	0,80	1,02	(1,0)
	$0,25 \leq CV$	(1,0)	(1,0)	1,30

Nguồn: TCVN 11820-6-2023



Nguồn: TCVN 11820-2-2025, TCVN 11820-4-1-2020

Hình 1.30- Phân tích trượt cung tròn sử dụng phương pháp Fellenius cải tiến

(8) Tham khảo về độ dịch chuyển ngang cho phép

Hiện tại, TCVN không quy định cụ thể về độ dịch chuyển ngang cho phép.

Mặc dù OCDI 2020 có đưa ra các giá trị độ dịch chuyển ngang cho phép trong điều kiện động đất, nhưng tài liệu này áp dụng phương pháp khác so với TCVN, cụ thể là sử dụng hệ số động đất được xác định thông qua phân tích đáp ứng theo thời gian (time history response analysis). Do đó, để tham khảo về độ dịch chuyển ngang cho phép trong động đất, tài liệu này giới thiệu các giá trị được trình bày trong PIANC WG34, và các giá trị cụ thể được nêu trong Bảng 1.18 đến 1.20.

Bảng 1.18- Độ dịch chuyển ngang cho phép khi động đất

Mức độ hư hỏng	Mức I	Mức II	Mức III	Mức IV
Biến dạng dịch chuyển ngang dư đã chuẩn hóa (d/H)*	Dưới 1,5%	N/A	N/A	N/A
Độ nghiêng dư về phía biển	Dưới 3 độ	N/A	N/A	N/A

* d : dịch chuyển ngang dư tại đỉnh tường

TCVN 11820 Phần 6: 2023, Bảng 6

TCVN 11820 Phần 1: 2025 Hình I.37

TCVN 11820 Phần 4-1: 2020, Hình F.1

Cập nhật từ sổ tay PIANC WG34 Bảng 4.2

H: chiều cao của tường cọc cừ đường đáy bến

Bảng 1.19- Mức độ hư hỏng chấp nhận được trong thiết kế dựa trên tính năng

Mức độ hư hỏng chấp nhận	Kết cấu	Khai thác
Mức I: sử dụng được	Nhỏ hoặc không hư hại	ảnh hưởng nhỏ hoặc không bị dừng khai thác
Mức II: sửa chữa được	Hư hỏng kiểm soát được	Bị dừng khai thác ngắn hạn
Mức III: gần sụp đổ	Mức độ bị hư hỏng gần sụp đổ	Mất hoàn toàn khả năng sử dụng hoặc dừng khai thác lâu dài
Mức IV: sụp đổ	Kết cấu sụp đổ hoàn toàn	Mất hoàn toàn khả năng sử dụng

Sổ tay
PIANC
WG34
Bảng 3.1

Bảng 1.20- Cấp độ tính năng

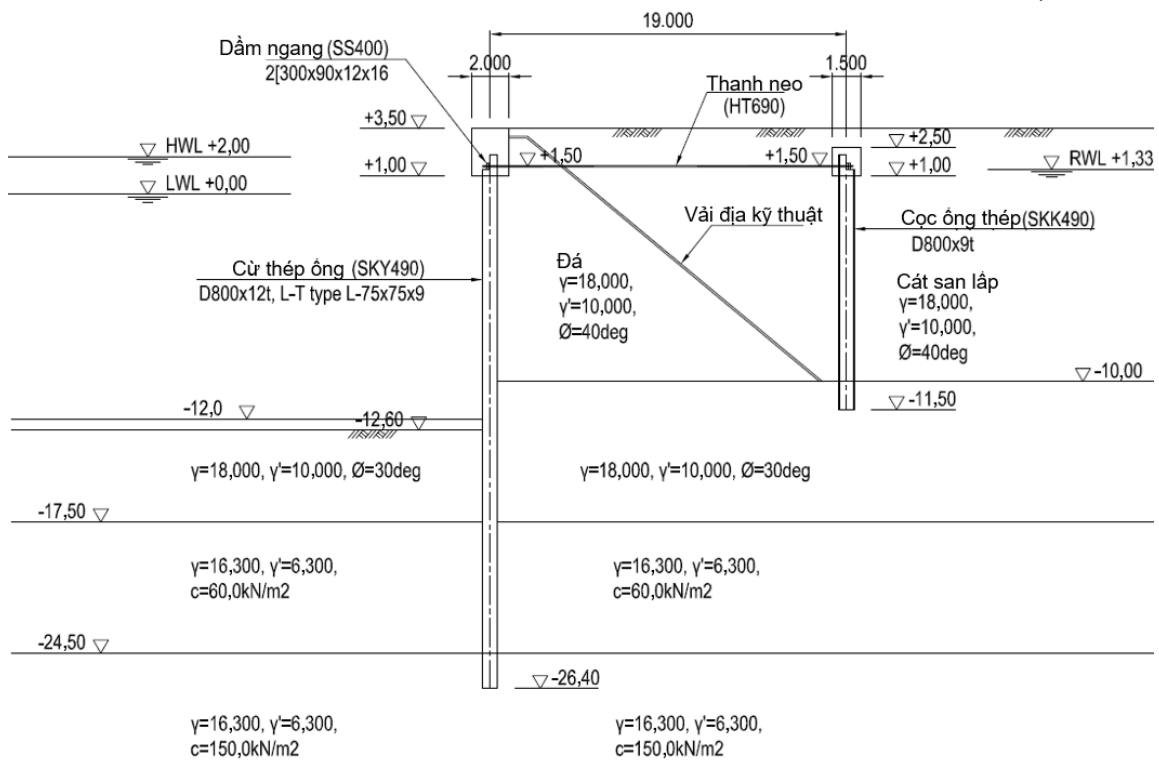
Cấp độ tính năng	Động đất thiết kế	
	Cấp 1 (L1)	Cấp 2 (L2)
Cấp S	Mức I: sử dụng được	Mức I: sử dụng được
Cấp A	Mức I: sử dụng được	Mức II: sửa chữa được
Cấp B	Mức I: sử dụng được	Mức III: gần sụp đổ
Cấp C	Mức II: sửa chữa được	Mức IV: sụp đổ

Sổ tay
PIANC
WG34
Bảng 3.2

Nguồn: Hướng dẫn PIANC Guideline WG34

2. Ví dụ thiết kế

2-1. Mặt cắt điển hình cho ví dụ thiết kế



Hình 2.1- Mặt cắt điển hình cho ví dụ thiết kế

2-2. Điều kiện thiết kế

(1) Thông số kỹ thuật của tường bên

- ✓ Độ cao đỉnh tường bên: +3,50 m
- ✓ Mục đích vách: +2,10 m
- ✓ Độ cao lắp đặt thanh giằng: +1,50 m
- ✓ Độ sâu nước dự kiến: -12,00 m
- ✓ Độ sâu nước thiết kế để kiểm tra: -12,60 m
- ✓ Độ dốc đáy biển trước tường bên: 0,0°

Độ sâu nước thiết kế để kiểm tra, như đã mô tả ở trên, là -12,60 m so với độ sâu dự kiến -12,00 m để bù trừ dung sai nạo vét (nạo vét bổ sung).

(2) Điều kiện tự nhiên

1) Mục nước thủy triều

- H.W.L.: +2,00 m
- L.W.L.: ± 0,00 m

Mức nước dư (R.W.L.): +1,33 m, $[\frac{2}{3}(\text{H.W.L.} - \text{L.W.L.})] + \text{L.W.L.}$

2) Điều kiện địa chất

Xem Hình 2.1

3) Trọng lượng riêng nước biển

$$w_w = 10,1 \text{ kN/m}^3$$

(3) Điều kiện sử dụng

1) Tàu mục tiêu

30.000 DWT

2) Tải trọng phân bố (giá trị đặc trưng)

Tải trọng tĩnh: $30,0 \text{ kN/m}^2$

Tải trọng động: $15,0 \text{ kN/m}^2$

3) Lực neo tàu (giá trị đặc trưng)

Lực neo tàu (giá trị đặc trưng): $700,0 \text{ kN/cột}$

Độ cao sử dụng: $+3,87 \text{ m}$

4) Tuổi thọ thiết kế

50 năm

5) Giới hạn chuyển vị

Dung sai chuyển vị cho phép cho ví dụ này được xác định như sau, có tính đến các yếu tố liên quan khác nhau, bao gồm điều kiện tại vị trí xây dựng và các chức năng yêu cầu của công trình:

Trạng thái ngắn hạn liên quan đến động đất cấp 1: Giá định $\leq 15 \text{ cm}$

(4) Hệ số động đất

Hệ số động đất khu vực được giả định là 0,08. Hệ số điều kiện đất là 1,2 cho đất loại C, và hệ số tầm quan trọng là 1,0 cho kết cấu bến tàu.

Hệ số động đất (k_h) = Hệ số động đất khu vực (k_{ht}) \times Hệ số điều kiện đất (γ_s) \times Hệ số tầm quan trọng (γ_i) = $0,08 \times 1,2 \times 1,0 = 0,096$

Trong ví dụ thiết kế này, giả định hệ số động đất là 0,10.

(5) Ăn mòn cho phép đối với thép (đã xử lý bảo vệ)

Thời hạn sử dụng: 50 năm

Tỷ lệ ăn mòn μ : 90%

1) Cọc ống ván thép

Tốc độ ăn mòn: $1 - \mu$

$t_1 = 0,10 \text{ mm/năm} \times 0,1 \times 50 \text{ năm} = 0,50 \text{ mm}$ (phía biển)

$t_2 = 0,02 \text{ mm/năm} \times 50 \text{ năm} = 1,00 \text{ mm}$ (phía đất liền)

2) Thanh giằng

$t = 2 \times 0,03 \text{ mm/năm} \times 50 \text{ năm} = 3,00 \text{ mm}$

3) Dầm ốp (được cung cấp trong kết cấu phía trên)

$t = 0,00 \text{ mm}$

4) Cọc neo

$t = 0,02 \text{ mm/năm} \times 50 \text{ năm} = 1,00 \text{ mm}$

(6) Giá trị đặc trưng của ứng suất chảy của thép

Bảng 2.1 trình bày các giá trị đặc trưng cho ứng suất chảy của thép.

Bảng 2.1- Giá trị đặc trưng cho ứng suất chảy của thép

Loại	Vật liệu	Đơn vị	Ứng suất chảy
Cọc ống ván thép	SPSP490	N/mm ²	315,0
Thép tổng hợp (dầm ốp)	SS400	N/mm ²	235,0
Cọc neo	SPP490	N/mm ²	315,0

2-3. Tổng quan xác minh tính năng

Trong ví dụ kiểm tra này, xác minh tính năng của bển tường cừ được thực hiện cho các trạng thái thiết kế là trạng thái lâu dài và trạng thái tức thời do chuyển động đất, phụ thuộc vào điều kiện sử dụng của tường bển và các điều kiện tác động liên quan.

Các hạng mục kiểm tra cho trạng thái lâu dài và tức thời bao gồm:

- ✓ Kiểm tra chiều dài ngàm của cọc ván cho tường trước
- ✓ Kiểm tra ứng suất của cọc ván cho tường trước
- ✓ Kiểm tra ứng suất của các thành phần giằng
- ✓ Kiểm tra ứng suất của dầm ốp
- ✓ Kiểm tra ứng suất, chiều dài ngàm và vị trí lắp đặt của cấu trúc neo
- ✓ Kiểm tra trượt cung tròn cho tường trước (chỉ áp dụng cho trạng thái lâu dài)

2-4. Xác minh tính năng của bển tường cừ trong Trạng thái lâu dài**(1) Kiểm tra chiều dài ngàm của cọc ván****1) Áp lực đất và áp lực nước dư**

Bảng 2.2 và 2.3 cho thấy kết quả tính toán áp lực đất chủ động, áp lực nước dư và áp lực đất bị động trong trạng thái lâu dài.

Bảng 2.2- Áp lực đất chủ động (Trạng thái lâu dài)

($\beta = 0,0^\circ$ $\delta = 15,0^\circ$)

Lay (m)	h (m)	φ (°)	c (kN/m)	γ (kN/m)	γh (kN/m)	$\Sigma \gamma h$ (kN/m)	w (kN/m)	ζ (°)	$K_{a, \infty}$	P_1 (kN/m)	P_2 (kN/m)	P_a (kN/m)
3,5	2,0	40	—	18	36	0	30	63	0,194	—	—	5,826
1,5			36,00			30	63	0,194	—	—	12,817	
1,5	0,17	40	—	18	3,06	36,00	30	63	0,194	—	—	12,817
1,33			39,06			30	63	0,194	—	—	13,411	
1,33	11,3	40	—	10	113,3	39,06	30	63	0,194	—	—	13,411
-10			152,36			30	63	0,194	—	—	35,414	
-10	2,6	30	—	10	26	152,36	30	56	0,291	—	—	53,085
-12,6			178,36			30	56	0,291	—	—	60,654	
-12,6	4,9	30	—	10	49	178,36	30	56	0,291	—	—	60,654
-17,5			227,36			30	56	0,291	—	—	74,917	
-17,5	5,1	—	60	6,3	32,13	227,36	30	45	—	137,36	—	137,36
-22,6			259,49			30	45	—	169,49	—	169,49	
-22,6	1,9	—	60	6,3	11,97	259,49	30	45	—	169,49	—	169,49

-24,5			60			271,46	30	45	—	181,46	—	181,46
-24,5	25,5	—	150	7,7	196,35	271,46	30	45	—	1,46	—	1,46
-50			150			467,81	30	45	—	197,81	—	197,81

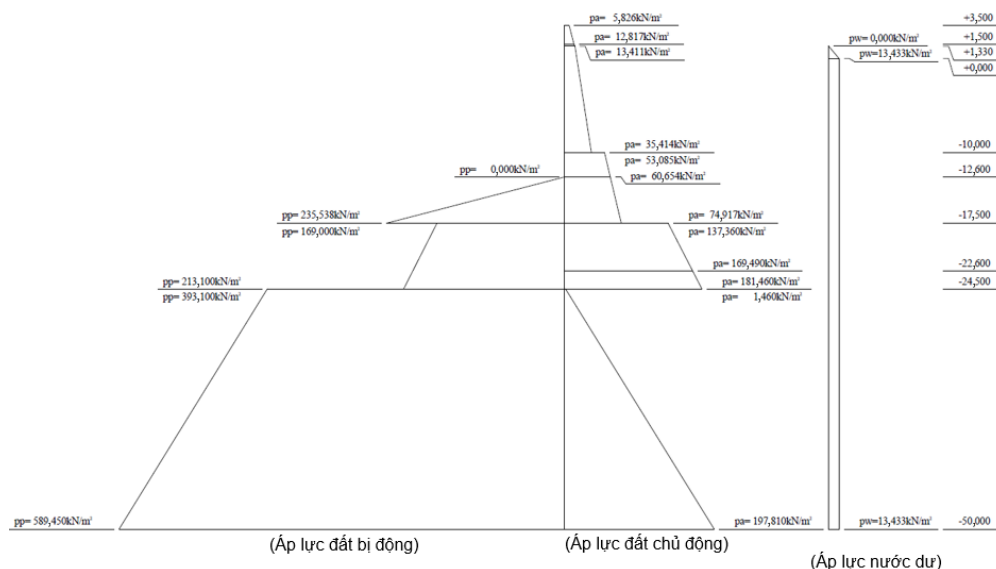
Bảng 2.3- Áp lực đất bị động (Trạng thái lâu dài)

($\beta= 0,0^\circ$ $\delta=-15,0^\circ$)

Lay (m)	<i>h</i> (m)	φ ($^\circ$)	<i>c</i> (kN/m)	γ (kN/m)	γh (kN/m)	Layer (m)	$\Sigma\gamma h$ (kN/m)	<i>w</i> (kN/m ²)	ζ ($^\circ$)	<i>K_{p,co}</i>	<i>P_p</i> (kN/m ²)
-12,6	4,9	30	—	10	49	-12,6	0	0	20,7	4,8069	0
-17,5			—			-17,5	49	0	20,7	4,8069	235,538
-17,5	7,0	—	60	6,3	44,1	-17,5	49	0	45	—	169,0
-24,5			60			-24,5	93,1	0	45	—	213,1
-24,5	25,5	—	150	7,7	196,35	-24,5	93,1	0	45	—	393,1
-50			150			-50	-289,45	0	45	—	589,45

Bảng 2.4- Tóm tắt áp lực đất và áp lực nước dư (Trạng thái lâu dài)

Lớp (m)	Áp lực chủ động (kN/m ²)			Áp lực bị động (kN/m ²)
	<i>P_a + P_w</i>			<i>P_p</i>
3,50	5,826+	0,000=	5,826	—
1,50	12,817+	0,000=	12,817	—
1,50	12,817+	0,000=	12,817	—
1,33	13,411+	0,000=	13,411	—
1,33	13,411+	0,000=	13,411	—
0,00	15,994+	13,433=	29,427	—
0,00	15,994+	13,433=	29,417	—
-10,00	35,414+	13,433=	48,847	—
-10,00	53,085+	13,433=	66,518	—
-12,60	60,654+	13,433=	74,087	—
-12,60	60,654+	13,433=	74,087	0,000
-17,50	74,917+	13,433=	88,350	235,538
-17,50	137,360+	13,433=	150,793	169,000
-22,60	169,490+	13,433=	182,923	201,130
-22,60	169,490+	13,433=	182,923	201,130
-24,50	181,460+	13,433=	194,893	213,100
-24,50	1,460+	13,433=	14,893	393,100
-50,00	197,810+	13,433=	211,243	589,450



Hình 2.2- Phân bố áp lực đất chủ động, áp lực nước dư và áp lực đất bị động (Trạng thái lâu dài)

2) Kiểm tra chiều dài ngàm của tường cọc ván

Chiều dài ngàm của tường cọc ván trong Trạng thái lâu dài được kiểm tra bằng phương pháp gối tự do (Công thức (2.1)) và phương pháp Rowe.

$$m \cdot S_d / R_d \leq 1,0, R_d = \gamma_R \cdot R_k, S_d = \gamma_S \cdot S_k$$

$$R_k = a \cdot P_{pk} \tag{2.1}$$

$$S_k = b \cdot P_{ak} + c \cdot P_{wk} + d \cdot P_{dwk}$$

Trong đó:

- R : Thành phần sức kháng (kN/m)
- S : Thành phần tải trọng (kN/m)
- P_p : Áp lực đất bị động tổng hợp tác dụng lên tường cọc ván (kN/m)
- P_a : Áp lực đất chủ động tổng hợp tác dụng lên tường cọc ván (kN/m)
- P_w : Áp lực nước dư tổng hợp tác dụng lên kết cấu tường (kN/m)
- P_{dw} : Áp lực nước động tổng hợp tác dụng lên thân tường (chỉ trong điều kiện động đất) (kN/m)
- a đến d : khoảng cách giữa vị trí lắp đặt thanh giằng và điểm tác dụng của lực tổng hợp (m)
- γ_R : Hệ số thành phần áp dụng cho thành phần sức kháng
- γ_S : Hệ số thành phần áp dụng cho thành phần tải trọng
- m : Hệ số điều chỉnh

3) Kiểm tra bằng phương pháp gối tự do

i) Mô-men chủ động

Bảng 2.5 trình bày kết quả tính toán mô-men chủ động của áp lực đất chủ động và áp lực nước dư tại điểm lắp đặt thanh giằng.

Bảng 2.5- Mô-men chủ động của áp lực đất chủ động và áp lực nước dư tại điểm lắp đặt thanh giằng (Trạng thái lâu dài)

TÀI	Lớp (m)	Công thức	S (kN/m)	l (m)	M (kN·m/m)	M_a (kN·m/m)
1	3,50	$1/2 \times 5,826 \times 2,000$	5,826	-1,333	-7,766	

2	1,50	1/2× 12,817× 2,000	12,817	-0,667	-8,549	-16,315
3	1,50	1/2× 12,817× 0,170	1,089	0,057	0,062	
4	1,33	1/2× 13,411× 0,170	1,140	0,113	0,129	-16,124
5	1,33	1/2× 13,411× 1,330	8,918	0,613	5,467	
6	0,00	1/2× 29,427× 1,330	19,569	1,057	20,684	10,027
7	0,00	1/2× 29,427× 10,000	147,135	4,833	711,103	
8	-10,00	1/2× 48,847× 10,000	244,235	8,167	1.994,667	2.715,797
9	-10,00	1/2× 66,518× 2,600	86,473	12,367	1.069,412	
10	-12,60	1/2× 74,087× 2,600	96,313	13,233	1.274,510	5.059,719
11	-12,60	1/2× 74,087× 4,900	181,513	15,733	2.855,744	
12	-17,50	1/2× 88,350× 4,900	216,458	17,367	3.759,226	11.674,689
13	-17,50	1/2× 150,793× 5,100	384,522	20,700	7.959,605	
14	-22,60	1/2× 182,923× 5,100	466,454	22,400	10.448,570	30.082,864
15	-22,60	1/2× 182,923× 1,900	173,777	24,733	4.298,027	
16	-24,50	1/2× 194,893× 1,900	185,148	25,367	4.696,649	39.077,540
17	-24,50	1/2× 14,893× 25,500	189,886	34,500	6.551,067	
18	-50,00	1/2× 211,243× 25,500	2.693,348	43,000	115.813,964	161.442,571

Trong đó:

- S : Lực ngang (kN/m)
 l : Khoảng cách từ điểm lắp đặt thanh giằng(m)
 M_a : Mômen tại vị trí thanh giằng (kN·m/m)

ii) Mô-men kháng

Bảng 2.6 trình bày kết quả tính toán mô-men kháng của áp lực đất bị động tại điểm lắp đặt thanh giằng.

Bảng 2.6- Mô-men kháng của áp lực đất bị động tại điểm lắp đặt thanh giằng (Trạng thái lâu dài)

TẦ	Lớp (m)	Công thức	S (kN/m)	l (m)	M (kN·m/m)	M_p (kN·m/m)
—	-12,60	1/2× 0,000× 4,900	0,000	15,733	0,000	
1	-17,50	1/2× 235,538× 4,900	577,068	17,367	10.021,940	10.021,940
2	-17,50	1/2× 169,000× 5,100	430,950	20,700	8.920,665	
3	-22,60	1/2× 201,130× 5,100	512,882	22,400	11.488,557	30.431,162
4	-22,60	1/2× 201,130× 1,900	191,074	24,733	4.725,833	
5	-24,50	1/2× 213,100× 1,900	202,445	25,367	5.135,422	40.292,417
6	-24,50	1/2× 383,100× 25,500	5.012,025	34,500	172.914,862	
7	-50,00	1/2× 589,450× 25,500	7.515,488	43,000	323.165,984	536.373,263

Trong đó:

- S : Lực ngang (kN/m)
 l : Khoảng cách từ điểm lắp đặt thanh giằng(m)
 M_a : Mômen tại vị trí thanh giằng (kN·m/m)

iii) Kiểm tra chiều dài ngầm

Bảng 2.7 trình bày kết quả kiểm tra chiều dài ngầm cọc. Các hệ số thành phần liên quan đến chiều dài ngầm của của cọc ván (γ_R và γ_S) lần lượt là 0,77 và 1,11, do trong thành phần địa chất từ mặt đất đến đáy cọc có bao gồm một phần đất dính.

Hệ số điều chỉnh (m) được lấy là 1,00.

Bảng 2.7- Kết quả kiểm tra chiều dài ngầm cọc (Trạng thái lâu dài)

m = 1,00

Lớp (m)	M_a (kN·m/m)	γ_s	$m \cdot S_d$ (kN·m/m)	M_p (kN·m/m)	γ_R	R_d (kN·m/m)	
-24,50	39.077,540	1,11	43.376,069	40.292,417	0,77	31.025,161	Không đạt
-50,00	161.442,571	1,11	179.201,253	536.373,263	0,77	413.007,413	Đạt

Kết quả tính toán trên cho thấy chiều dài ngầm cần thiết cho cọc ván nằm trong khoảng từ -24,50 đến -50,0 m.

Do đó, xác minh tính năng sử dụng phương pháp gối tự do sẽ được thực hiện với mức đáy của chiều dài ngầm được đặt ở -26,122 m.

4) Kiểm tra chiều dài ngầm của cọc ván bằng phương pháp Rowe

Kiểm tra chiều dài ngầm của cọc ván bằng phương pháp Rowe được thực hiện như sau:

$$\delta_N = D_F/H_T \geq 4,9510 \times \omega^{0.2} - 0,2486 \quad (2.2)$$

Trong đó:

- δ_N : Tỷ số giữa chiều dài ngầm cọc của tường cọc ván và chiều cao từ vị trí lắp đặt thanh giằng đến mặt đáy biển (trạng thái lâu dài)
- D_F : chiều dài ngầm cọc của cọc ván (m)
- H_T : Chiều cao từ vị trí lắp đặt thanh giằng đến mặt đáy biển(m)
- ω : Chỉ số tương đồng (ρ/h)
- ρ : Chỉ số linh hoạt (H_T^4/EI) (m^3/MN)
- E : Mô đun đàn hồi (Young) của tường cọc ván (MN/m^2)
- I : Mômen quán tính hình học trên đơn vị bề rộng mặt cắt ngang của cọc ván (m^4/m)
- h : Hệ số phản lực nền của tường cọc ván (MN/m^3)

i) Chi tiết kết cấu

Bảng 2.8 trình bày thông số kỹ thuật của tường cừ dạng ống thép.

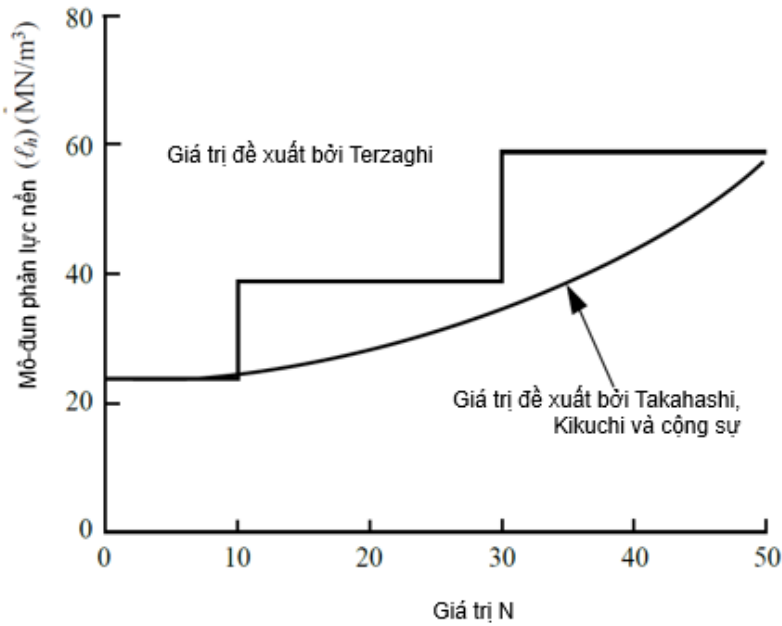
Bảng 2.8- Thông số kỹ thuật của tường cừ dạng ống thép (trạng thái lâu dài)

Nội dung	Đơn vị	Giá trị
Loại cọc ván		D800×t12
Mô-đun Young (E)	MN/m^2	2,00E+5
Mômen quán tính hình học trên đơn vị bề rộng mặt cắt ngang (I)	m^4/m	2,30632E-03
Chiều dài ngầm của cọc ván (D_F) (phương pháp gối tự do)	m	13,522
Chiều cao tường cọc ván (H_T)	m	14,100
Giá trị trung bình N của lớp nền dưới bề mặt đáy biển		19

ii) Mô-đun phản lực nền của tường cừ dạng ống thép (h)

Do không thực hiện cải tạo đất ở phía biển của tường bên, nên mô-đun phản lực nền h được xác định dựa trên thông số của nền đất ban đầu.

Ngoài ra, do giá trị trung bình N từ mặt đáy biển được giả định là 19, và loại đất là đất cát với góc ma sát trong $\varphi = 30^\circ$, nên theo Hình 2.3, giá trị h được lấy là 28,0 MN/m^3 .



Hình 2.3- Mối quan hệ giữa mô đun phản lực nền và giá trị N

iii) Tính toán giá trị δ_N , ρ , và ω

Bảng 2.9 trình bày kết quả tính toán cho δ_N , ρ , và ω .

Bảng 2.9- Kết quả tính toán cho δ_N , ρ , và ω (trạng thái lâu dài)

Nội dung	Đơn vị	Giá trị
Loại cọc ván		D800×t12
Mô-đun Young (E)	MN/m ²	2,00E+5
Mômen quán tính hình học trên đơn vị bề rộng mặt cắt ngang (I)	m ⁴ /m	2,64E-03
(EI)	MN/m ² /m	528
Chiều dài ngàm của cọc ván (D_F) (phương pháp gối tự do)	m	13,522
Chiều cao tường cọc ván (H_T)	m	14,100
$\delta_N = D_F / H_T$		0,9590
$\rho = H_T^4 / EI$	m ³ /MN	74,859
l_h	MN/m ³	28
$\omega = \rho \times l_h$		2.096,052

iv) Kiểm tra chiều dài ngàm của cọc ván bằng phương pháp Rowe

Tính chiều dài ngàm cần thiết bằng Công thức (2.2) như sau:

$$\delta_N = D_F / H_T = 0,9590 \geq 4,9510 \times (2.096,052)^{-0,2} - 0,2486 = 0,8239 \quad \text{O.K}$$

Tính toán trên cho thấy chiều dài ngàm theo phương pháp gối đất tự do đáp ứng yêu cầu khi được kiểm tra bằng phương pháp Rowe.

Do đó, độ cao đáy của chiều dài ngàm cần thiết của tường cừ cọc ván trong trạng thái lâu dài là -26,122 m.

(2) Xác minh tính năng của ứng suất của tường cừ

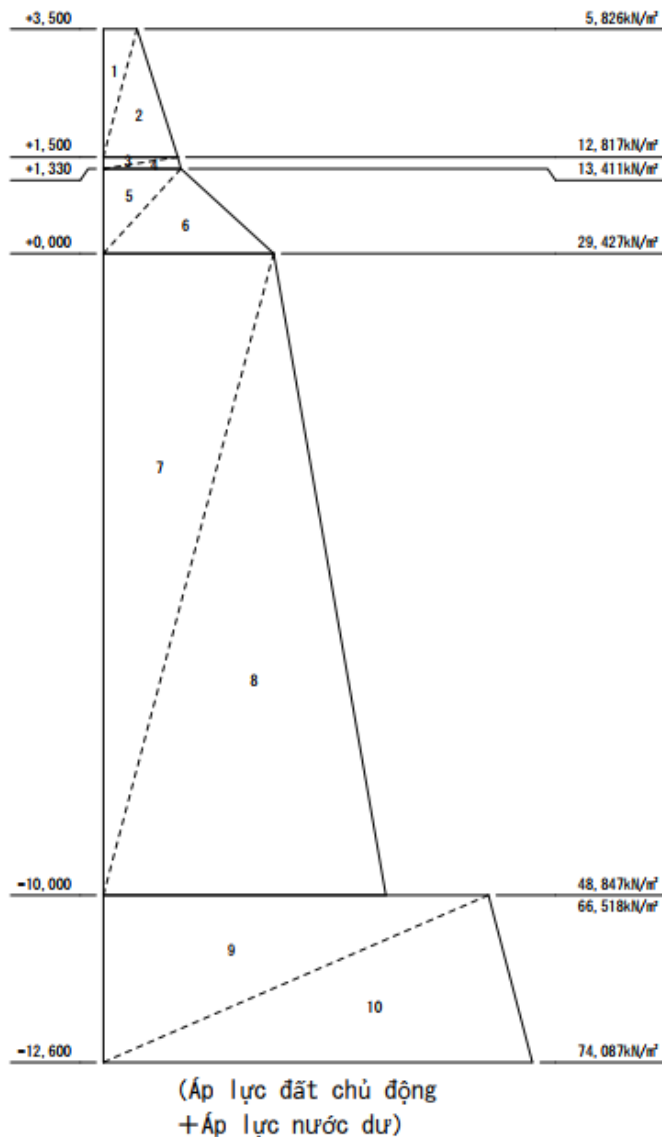
1) Mô-men và phản lực bằng phương pháp đầm tương đương

Bảng 2.10 trình bày kết quả tính toán áp lực đất chủ động và áp lực nước dư trong Trạng thái lâu dài.

Kết quả tính toán của Bảng 2.10 được thể hiện trong Hình 2.4.

Bảng 2.10- Áp lực đất chủ động và áp lực nước dư (Trạng thái lâu dài)

Lớp (m)	$P_a + P_w$ (kN/m ²)	P_p (kN/m ²)	$P_a - P_p$ (kN/m ²)
3,50	5,826	—	5,826
1,50	12,817	—	12,817
1,50	12,817	—	12,817
1,33	13,411	—	13,411
1,33	13,411	—	13,411
0,00	29,427	—	29,427
0,00	29,427	—	29,427
-10,00	48,847	—	48,847
-10,00	66,518	—	66,518
-12,60	74,087	—	74,087
-12,60	74,087	0,000	74,087
-17,50	88,350	235,538	-147,188
-17,50	150,793	169,000	-18,207
-22,60	182,923	201,130	-18,207
-22,60	182,923	201,130	-18,207
-24,50	194,893	213,100	-18,207
-24,50	14,893	393,100	-387,207
-50,00	211,243	589,450	-387,207



Hình 2.4- Phân bố áp lực đất chủ động, áp lực nước dư (Trạng thái lâu dài)

i) Mô-men lớn nhất và phản lực tại điểm lắp đặt thanh giằng

Tính mô-men tác động lên tường cừ và phản lực tại điểm lắp đặt thanh giằng, giả định điểm lắp đặt thanh giằng và mặt đáy biển là các điểm tựa, và hệ thống này là một dầm đơn giản chịu tác dụng của áp lực đất phía trên mặt đáy biển và áp lực nước dư, phân bố lên dầm.

ii) Mô-men tại điểm lắp đặt thanh giằng

Bảng 2.11 trình bày kết quả tính toán mô-men tại điểm lắp đặt thanh giằng.

Bảng 2.11- Mô-men tại điểm lắp đặt thanh giằng (Trạng thái lâu dài)

STAI T	Công thức	S_a (kN/m)	l (m)	M_a (kN·m/m)
1	$1/2 \times 5,826 \times 2,000$	5,826	-1,333	-7.766
2	$1/2 \times 12,817 \times 2,000$	12,817	-0,667	-8.549
3	$1/2 \times 12,817 \times 0,170$	1,089	0,057	0.062
4	$1/2 \times 13,411 \times 0,170$	1,140	0,113	0.129
5	$1/2 \times 29,427 \times 10,000$	147,135	4,833	711.103
6	$1/2 \times 48,847 \times 10,000$	244,235	8,167	1,994.667

7	1/2×	66,518×	2,600	86,473	12,367	1,069.412
8	1/2×	74,087×	2,600	96,313	13,233	1,274.510
Tổng				623,515	—	5.059,719

Trong đó:

- S_a : lực ngang (kN/m)
 l : khoảng cách từ điểm lắp đặt thanh giằng(m)
 M_a : Mômen tại vị trí thanh giằng (kN·m/m)

iii) Phản lực tại vị trí thanh giằng

Phản lực tại điểm tựa trên mặt đáy biển: R_0

$$R_0 = \sum M_a \div l = 5.059,719 \div 14,10 = 358,845 \text{ kN/m}$$

Phản lực tại điểm lắp đặt thanh giằng: A_p

$$A_p = \sum S_a - R_0 = 623,515 - 358,845 = 264,670 \text{ kN/m}$$

iv) Mô-men uốn lớn nhất của tường cọc ván

Mô-men uốn tối đa tác động lên tường cọc ván xảy ra tại vị trí lực cắt Q bằng 0. Lực cắt được tính bằng $Q = A_p - \sum P$, tại vị trí Q = 0 là -6,092 m

Kết quả tính toán được thể hiện trong Bảng 2.12.

Bảng 2.12- Vị trí lực cắt Q = 0 (Trạng thái lâu dài)

Lớp (m)	Lực P (kN/m)	$\sum P$ (kN/m)	Lực giằng A_p (kN/m)	Lực cắt Q (kN/m)
3,50	5,826			
1,50	12,817	18,643	264,670	246,027
1,50	1,089			
1,33	1,140	20,872	264,670	243,798
1,33	8,918			
0,00	19,569	49,359	264,670	215,311
0,00	147,135			
-10,00	244,235	440,729	264,670	-176,059
-10,00	86,473			
-12,60	96,313	623,515	264,670	-358,845

Mô men uốn tại vị trí mà lực cắt Q = 0 do áp lực đất và áp lực nước dư tác dụng lên tường cừ (quaywall) từ đỉnh tường (cao độ +3,50 m) đến cao độ -6,092 m, được tính toán và trình bày trong Bảng 2.13.

Bảng 2.13- Mô men uốn tại vị trí mà lực cắt Q = 0 (trạng thái lâu dài)

STT	Công thức	S (kN/m)	l (m)	M (kN·m/m)
1	1/2× 5,826× 2,000	-5,826	8,925	-51.997
2	1/2× 12,817× 2,000	-12,817	8,259	-105.856
3	1/2× 12,817× 0,170	-1,089	7,535	-8.206
4	1/2× 13,411× 0,170	-1,140	7,479	-8.526
5	1/2× 13,411× 1,330	-8,918	6,979	-62.239
6	1/2× 29,427× 1,330	-19,569	6,535	-127.883
7	1/2× 29,427× 6,092	-89,635	4,061	-364.008
8	1/2× 41,258× 6,092	-125,672	2,031	-255.240
Tổng cộng		—	—	-983,955

Kết quả tính toán được trình bày trong Bảng 2.13 cho thấy mômen uốn tại vị trí trên tường cọc ván có lực cắt $Q = 0$ (tại cao độ $-6,092$ m) như sau:

Khoảng cách từ điểm lắp đặt thanh giằng đến điểm lực cắt bằng 0
 $h = 1,500 - (-6,092) = 7,592$ m

Mô-men uốn lớn nhất

$$M_{a(Q=0)} = \Sigma M_a = A_p \times h - \Sigma M = 264,670 \times 7,592 - 983,955 = 1.025,420 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

2) Tính toán Mô-men và phản lực bằng phương pháp Rowe

Hình 2.5 và Bảng 2.14 cho thấy kết quả tính toán mô-men uốn lớn nhất và phản lực tại điểm lắp đặt thanh giằng bằng phương pháp đầm giã định.

Bảng 2.14 - Mô-men Tối Đa và Phản Lực tại Điểm Lắp Đặt Thanh Giằng (Trạng thái lâu dài)

Nội dung	Ký hiệu	Đơn vị	Trạng thái lâu dài
Mô-men uốn lớn nhất	M_{max}	kN·m/m	1.025,420
Vị trí		DL.m	-6,092
Phản lực tại điểm lắp đặt thanh giằng	A_p	kN/m	264,670

Dựa vào kết quả trên, mô-men uốn lớn nhất và phản lực tại điểm lắp đặt thanh giằng được hiệu chỉnh bằng Công thức (2.3) và Công thức (2.4) như sau:

Hiệu chỉnh mô-men uốn lớn nhất ở Trạng thái lâu dài:

$$\mu_N = M_F/M_T = 3,8625 \times \omega^{0,2} + 0,2255 \quad (2.3)$$

Hiệu chỉnh phản lực tại điểm lắp đặt thanh giằng ở trạng thái lâu dài:

$$\tau_N = T_F/T_T = 1,8259 \times \omega^{0,2} + 0,6232 \quad (2.4)$$

Trong đó:

μ_N : hệ số điều chỉnh cho mô-men uốn lớn nhất (trạng thái lâu dài)

M_F : mô-men uốn lớn nhất sau điều chỉnh

M_T : mô-men uốn lớn nhất trước điều chỉnh

τ_N : hệ số điều chỉnh cho phản lực tại điểm lắp đặt thanh giằng (trạng thái lâu dài)

T_F : phản lực tại điểm lắp đặt thanh giằng sau điều chỉnh

T_T : phản lực tại điểm lắp đặt thanh giằng trước điều chỉnh

ω : hệ số tương đồng ($\rho \times l_h$)

$$\omega = 74,859 \times 28,0 = 2.096,052$$

Kết quả điều chỉnh:

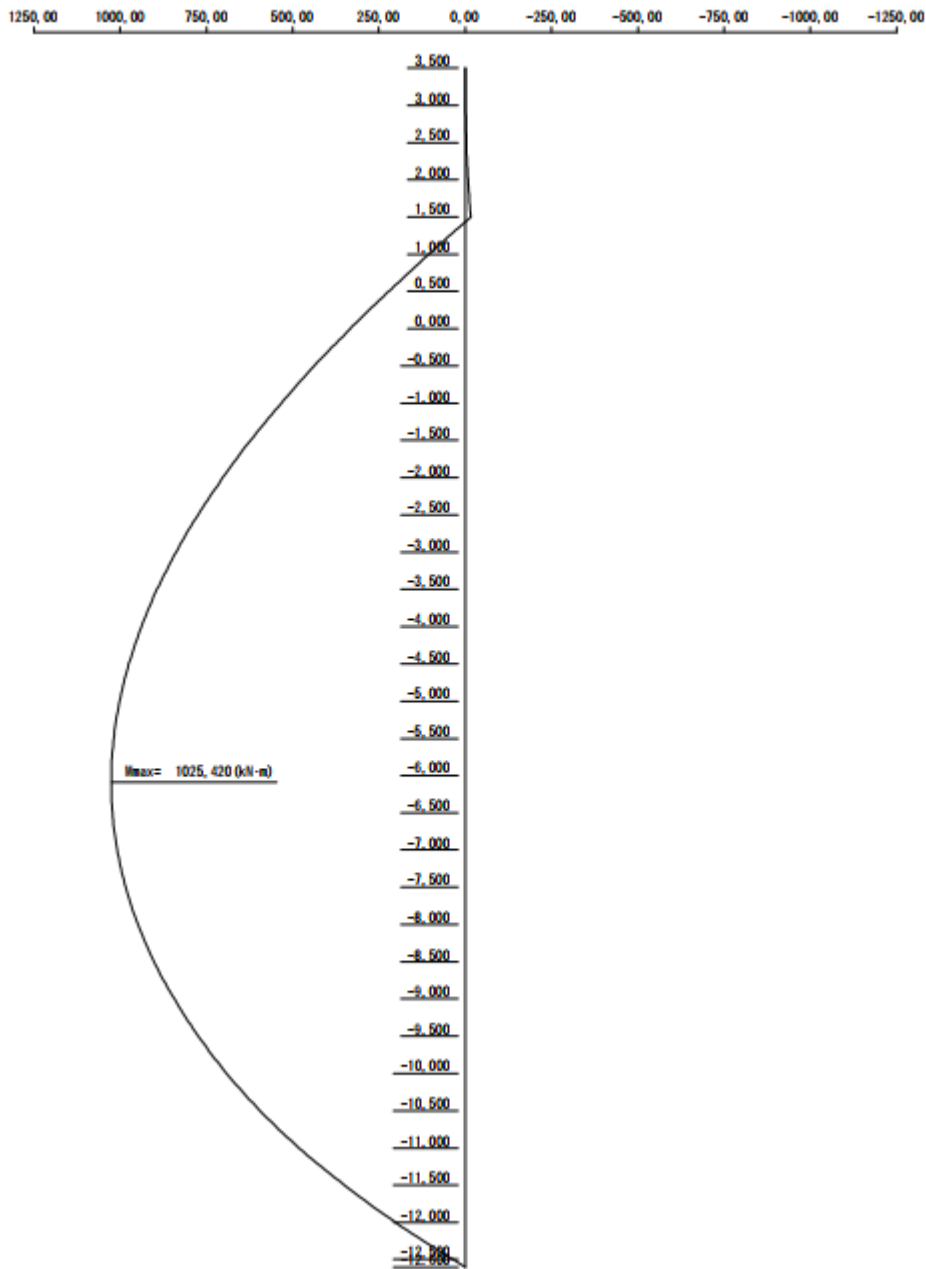
Hệ số hiệu chỉnh cho mô-men uốn lớn nhất: $\mu_N = 1,0622$

$$M_F = 1,0622 \times 1.025,420 = 1.089,201 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

Hệ số hiệu chỉnh cho phản lực tại điểm lắp đặt: $\tau_N = 1,0187$

$$T_F = 1,0187 \times 264,670 = 269,619 \text{ kN/m}$$

Các giá trị đã hiệu chỉnh trên được sử dụng để kiểm tra ứng suất của cọc ván, ứng suất kéo của thanh giằng, ứng suất của dầm ốp và neo.



Hình 2.5- Mô-men uốn lớn nhất (Trạng thái lâu dài)

3) Xác minh tính năng của ứng suất của cọc ván

i) Đặc tính mặt cắt ngang của cọc ván

Đặc tính mặt cắt ngang của cọc ván dạng ống thép được trình bày trong Bảng 2.15 như sau:

Bảng 2.15 - Thông số kỹ thuật của cọc ván dạng ống thép

Nội dung	Đơn vị	Giá trị	Ghi chú
Loại cọc ván		D800 x t12	
Vật liệu		SPSP490	

Mô-đun mặt cắt (Z_0)	cm ³ /m	6.590	Trước ăn mòn
Mô-đun mặt cắt (Z)	cm ³ /m	6.084	Sau ăn mòn
Ứng suất chảy khi uốn (σ_{yd})	N/mm ²	315,0	

Dung sai ăn mòn cho cọc ván dạng ống thép (tỷ lệ ăn mòn μ : 90%)

$$1 - \mu = 0,1$$

Phía biển: $t_1 = 0,100 \text{ mm/năm} \times 0,1 \times 50 \text{ năm} = 0,50 \text{ mm}$

Phía đất liền: $t_2 = 0,020 \text{ mm/năm} \times 50 \text{ năm} = 1,00 \text{ mm}$

Các đặc trưng mặt cắt ngang của cọc ván dạng ống thép sau khi bị ăn mòn như trình bày ở trên là kết quả tính toán với dung sai ăn mòn trung bình được giả định là 0,75 mm.

ii) Xác minh tính năng của ứng suất của tường cừ

$$m \cdot S_d / R_d \leq 1,0, R_d = \gamma_R \cdot R_k, S_d = \gamma_S \cdot S_k \quad (2.5)$$

$$R_k = \sigma_{yk}$$

$$S_k = M_{maxk} / Z$$

trong đó:

- σ_y : ứng suất uốn của vật liệu thép (N/mm²)
- M_{max} : mô-men uốn tối đa trong tường cọc ván (N·mm/m)
- Z : mô-đun tiết diện của vật liệu thép (mm³/m)
- R : thành phần sức kháng (kN/m)
- S : thành phần tải trọng (kN/m)
- γ_R : hệ số thành phần nhân với thành phần sức kháng (=0,84)
- γ_S : hệ số thành phần nhân với thành phần tải trọng (=1,18)
- m : hệ số điều chỉnh (=1,0)

Kết quả xác minh ứng suất uốn của tường cọc ván được trình bày dưới đây:

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = m \cdot \frac{\gamma_S \cdot S_k}{\gamma_R \cdot R_k} = 1,0 \times \frac{1,18 \times 1.072,639 \times 10^6 / (6.084 \times 10^3)}{0,84 \times 315,0} = 0,786 \leq 1,0$$

(3) Xác minh hiệu suất của cấu kiện giằng

1) Thông số kỹ thuật của cấu kiện giằng

Thông số kỹ thuật của cấu kiện giằng được trình bày trong Bảng 2.16 như sau:

Bảng 2.16- Thông số kỹ thuật của cấu kiện giằng (trạng thái lâu dài)

Hạng mục	Đơn vị	Giá trị
Loại cấu kiện giằng		Thanh giằng
Vật liệu		Cường độ kéo cao 690
Ứng suất chảy của thép (σ_{yk})	N/mm ²	440,0
Tỷ lệ ăn mòn (Δd)	mm	3,0

2) Lực kéo của thang giằng

Lực kéo của thanh giằng được tính bằng Công thức sau:

$$T_k = A_{pk} / \sec \theta \quad (2.6)$$

trong đó:

- T : lực kéo của thanh giằng (kN)
- A_p : phản lực tại điểm lắp đặt thanh giằng (kN)
(=269,619 kN/m)
- l : khoảng cách lắp đặt thanh giằng (m)
- θ : góc nghiêng của thanh giằng so với đường vuông góc với tường cọc vắn ($^\circ$)

Kết quả tính toán lực kéo của thanh giằng T như sau:
 $T_d = 269,619 \times 2,321 \times \sec(0,0^\circ) = 625,786 \text{ kN/pcs}$

3) Xác minh ứng suất của thanh giằng

$$m \cdot S_d / R_d \leq 1,0, R_d = \gamma_R \cdot R_k, S_d = \gamma_s \cdot S_k$$

$$R_k = \sigma_{yk}$$

$$S_k = T_k / A$$

trong đó:

- σ_y : ứng suất chảy kéo của thanh giằng (N/mm²)
- T : lực căng trên thanh giằng (N)
- A : diện tích mặt cắt ngang của thanh giằng (mm²)
- R : thành phần sức kháng (N/mm²)
- S : thành phần tải trọng (N/mm²)
- γ_R : hệ số thành phần nhân với thành phần sức kháng (=0,64)
- γ_s : hệ số thành phần nhân với thành phần tải trọng (=1,29)
- m : hệ số điều chỉnh (=1,0)

Đường kính yêu cầu của thanh giằng được tính như sau:

$$d = 2 \times \sqrt{\frac{m \cdot \gamma_s \cdot T_k}{\pi \cdot \gamma_R \cdot \sigma_{yk}}} + \Delta d = 2 \times \sqrt{\frac{1,0 \times 1,29 \times 625,786 \times 10^3}{\pi \times 0,64 \times 440,0}} + 3,0 = 63,42 \text{ mm}$$

Do đó, đường kính của thanh giằng được giả định là 70mm.

Kết quả xác minh ứng suất của thanh giằng được trình bày dưới đây:

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = m \cdot \frac{\gamma_s S_k}{\gamma_R R_k} = 1,0 \times \frac{1,29 \times 625,786 \times 10^3 / 3.525,65}{0,64 \times 440} = 0,813 \leq 1,0 \quad \text{O.K}$$

(4) Xác minh tính năng của thành phần dầm ốp

1) Thông số kỹ thuật của thành phần dầm ốp

Thông số kỹ thuật của thành phần dầm ốp được trình bày trong Bảng 2.17.

Bảng 2.17- Thông số kỹ thuật của dầm ốp (Trạng thái lâu dài)

Hạng mục	Đơn vị	Giá trị
Loại dầm ốp (thép kênh)		2[-300×90×12,0×16,0
Vật liệu		SS400
Mô-đun tiết diện (Z) (sau ăn mòn)	cm ³	525,0
Ứng suất uốn chảy của thép (σ_{yk})	N/mm ²	235,0
Khoảng cách lắp đặt thanh giằng (L)	m	2,321

2) Mô-men uốn lớn nhất

Tính mô-men uốn lớn nhất tác động lên dầm ốp M_{maxk} sử dụng Công thức sau:

$$M_{maxk} = T_k / 10$$

trong đó:

M_{max} : mô-men uốn lớn nhất trong dầm ốp (N·mm/m)

T : lực căng của thanh giằng (kN)

l : khoảng cách lắp đặt thanh giằng (m)

Kết quả tính toán mô-men uốn lớn nhất tác động lên dầm ốp M_{maxk} được trình bày dưới đây:

$$M_{maxk} = 625,786 \times 2,321 \div 10 = 145,245 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3) Xác minh ứng suất của dầm ốp

$$m \cdot S_d / R_d \leq 1,0, R_d = \gamma_R \cdot R_k, S_d = \gamma_S \cdot S_k$$

$$R_k = \sigma_{yk}$$

$$S_k = M_{maxk} / Z$$

trong đó:

σ_y : ứng suất uốn trong dầm ốp (N/mm²)

M_{max} : mô-men uốn tối đa trong dầm ốp (N·mm/m)

Z : mô-đun tiết diện của dầm ốp (mm³)

R : thành phần sức kháng (N/mm²)

S : thành phần tải trọng (N/mm²)

γ_R : hệ số thành phần nhân với thành phần sức kháng (=1,0)

γ_S : hệ số thành phần nhân với thành phần tải trọng (=1,0)

m : hệ số điều chỉnh (=1,67)

Kết quả xác minh ứng suất của dầm ốp (mặt cắt kênh) được trình bày dưới đây:

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = m \cdot \frac{\gamma_S S_k}{\gamma_R R_k} = 1,67 \times \frac{1,0 \times 145,245 \times 10^6 / (2 \times 525,0 \times 10^3)}{1,0 \times 235,0} = 0,983 \leq 1,0 \quad \text{O.K}$$

(5) Xác minh hiệu suất của neo

1) Thông số kỹ thuật của neo

Thông số kỹ thuật của các thành phần neo được trình bày trong Bảng 2.18.

Bảng 2.18- Thông số kỹ thuật của neo và lực căng thanh giằng (Trạng thái lâu dài)

Hạng mục	Đơn vị	Giá trị	Ghi chú
Chiều cao lắp đặt neo	m	+2,50	
Chiều cao lắp đặt thanh giằng	m	+1,50	
Loại neo (cọc ống thép)		D800×t9,0	
Chiều rộng hiệu quả của neo (B)	mm	800	
Vật liệu		SPP490	
Mô-đun Young (E)	kN/m ²	200	
Mô-men quán tính hình học (I _o)	cm ⁴	175.000	Trước ăn mòn

Mô-men quán tính hình học (I)	cm ⁴	154.909	Sau ăn mòn
Mô-đun tiết diện (Z_0)	cm ³	4.370	Trước ăn mòn
Mô-đun tiết diện (Z)	cm ³	3.882	Sau ăn mòn
Lực căng thanh giằng (T)	kN	625,786	

Lưu ý: Dung sai ăn mòn cho cọc ống thép
 $t = 1 \times 0,020 \text{ mm/năm} \times 50 \text{ năm} = 1,00 \text{ mm}$

2) Hằng số kháng bên k_c

Điều kiện đất nơi lắp đặt cọc neo là đất cát, và giá trị N được coi là không đổi theo chiều sâu. Do đó, đây được xem là đất loại C.

Giá trị N trung bình: 10

Tính hằng số kháng bên sử dụng Hình 2.7.

$$k_c = 540N^{0,648} = 540 \times 10^{0,648} = 2.401 \text{ kN/m}^{2,5}$$

3) Mô-men uốn lớn nhất, chuyển vị, và chiều dài ngàm cọc

Mô-men uốn lớn nhất, chuyển vị, và chiều dài ngàm cọc được tính toán bằng "Phương pháp Koken (Phương pháp PHRI)" được trình bày trong Bảng 2.19.

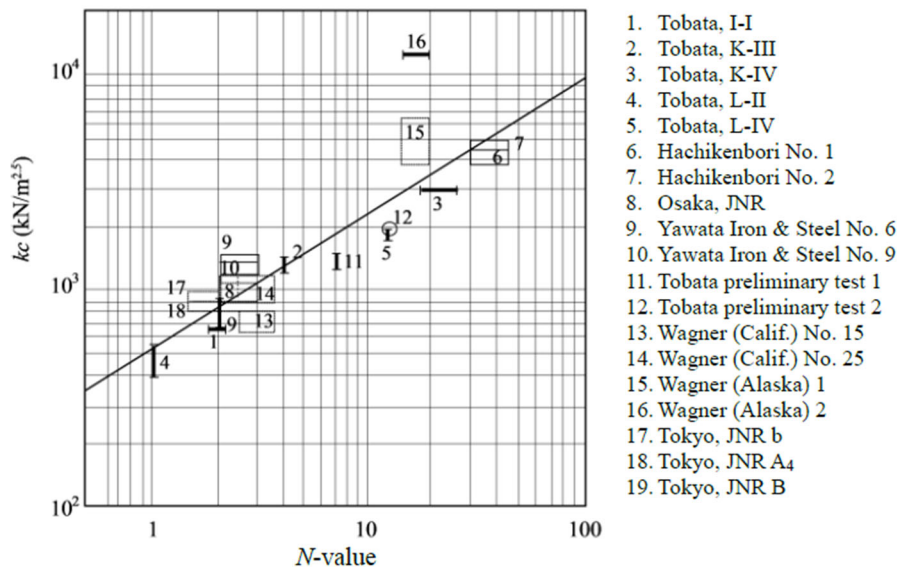


Figure 2.7- Mối quan hệ giữa giá trị N và k_c

Bảng 2.19- Giá trị thiết kế của cọc neo (trạng thái lâu dài)

Hạng mục	Kí hiệu	Sau ăn mòn	Đơn vị
Dịch chuyển cọc neo	Y_{top}	2,833	cm
Dịch chuyển bề mặt đất	Y_0		cm
Mô-men đỉnh cọc	M_{top}	0,000	kN·m
Mô-men ngàm lớn nhất	M_{max}	712,057	kN·m
Độ sâu của mô-men $M = 0$	l_{m1}	8,068	m
Góc lệch ở đỉnh cọc	i_{top}		rad
Góc lệch trên mặt đất	i_0		rad
$l_{m1}/3$		2,689	m
$1,5 \times l_{m1}$		12,102	m

4) Xác minh ứng suất của cọc neo

Sử dụng Công thức sau để xác minh ứng suất của cọc neo cho kết quả sau khi bị ăn mòn.

$$m \cdot S_d / R_d \leq 1,0, R_d = \gamma_R \cdot R_k, S_d = \gamma_S \cdot S_k$$
$$R_k = \sigma_{yk}$$
$$S_k = M_{max} / Z$$

Trong đó:

- σ_y : ứng suất uốn của cọc neo (N/mm²)
- M_{max} : mô-men uốn cực đại trong cọc neo (N·mm/m)
- Z : mô-đun tiết diện của cọc neo (mm³/m)
- R : thành phần sức kháng (N/mm²)
- S : thành phần tải trọng (N/mm²)
- γ_R : hệ số thành phần nhân với thành phần sức kháng (=1,0)
- γ_S : hệ số thành phần nhân với thành phần tải trọng (=1,0)
- m : hệ số điều chỉnh (=1,67)

Kết quả xác minh ứng suất của cọc neo được trình bày dưới đây:

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = m \cdot \frac{\gamma_S S_k}{\gamma_R R_k} = 1,67 \times \frac{1,0 \times 712,057 \times 10^6 / (3.882 \times 10^3)}{1,0 \times 315,0} = 0,972 \leq 1,0 \quad \text{O.K}$$

5) Cao độ đáy của cọc neo

Cao độ đáy của cọc neo sử dụng kết quả trước khi bị ăn mòn như sau:

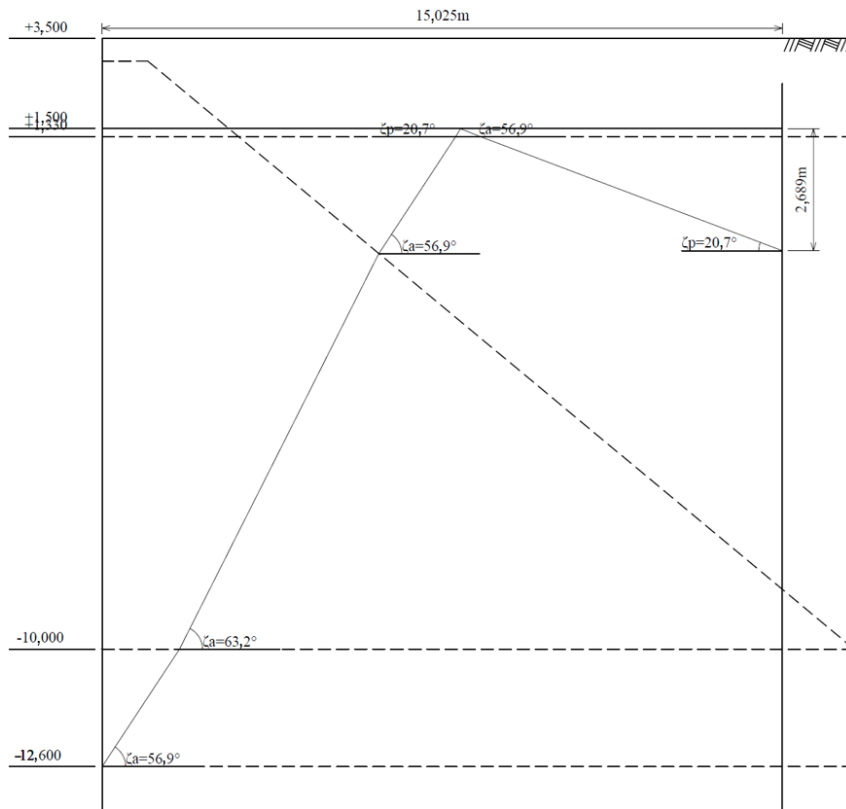
$$\text{Cao độ đáy của cọc neo} = \text{độ cao lắp đặt thanh giằng} - 1,5 \times l_{m1}$$
$$= +1,50 - 12,102 = -10,602 \text{ m (trạng thái lâu dài)}$$

6) Vị trí lắp đặt neo

Đặt cọc neo thẳng đứng tại vị trí mà mặt phẳng phá hủy chủ động của cọc ván phía trước được vẽ từ bề mặt đáy biển không giao với mặt phẳng phá hủy bị động của neo được vẽ từ vị trí $l_{m1}/3$ xuống điểm lắp đặt thanh giằng phía neo đến độ cao lắp đặt thanh giằng.

- Độ cao nền đất (độ cao thiết kế): -12,60 m
- Độ cao lắp đặt thanh giằng (DL): +1,50 m
- Chiều dài $l_{m1}/3$ của neo: 2,689m

Vị trí lắp đặt neo được xác định bởi góc mặt phẳng phá hủy của từng lớp. Khoảng cách tối thiểu giữa tường cọc ván thép và cọc neo là 15,025m.



Hình 2.8- Vị trí lắp đặt neo (Trạng thái lâu dài)

(6) Xác minh tính năng chịu trượt tròn

Kết quả kiểm tra khả năng chịu trượt tròn được thể hiện trong Hình 2.9.

Hệ số thành phần được xác minh với hệ số biến thiên (CV) lớn hơn 0,25, hệ số tải trọng γ_S là 1,0, hệ số sức kháng γ_R là 1,0, và hệ số điều chỉnh m là 1,30.

Kết quả xác minh về khả năng chịu trượt tròn của nền móng tường cọc ván được trình bày như sau:

- Giá trị đặc trưng của tải trọng (mô-men tác động)
 $S_k = 118.087,781$ (kN·m/m)
- Giá trị đặc trưng của sức kháng (mô-men kháng)
 $R_k = 260.154,089$ (kN·m/m)

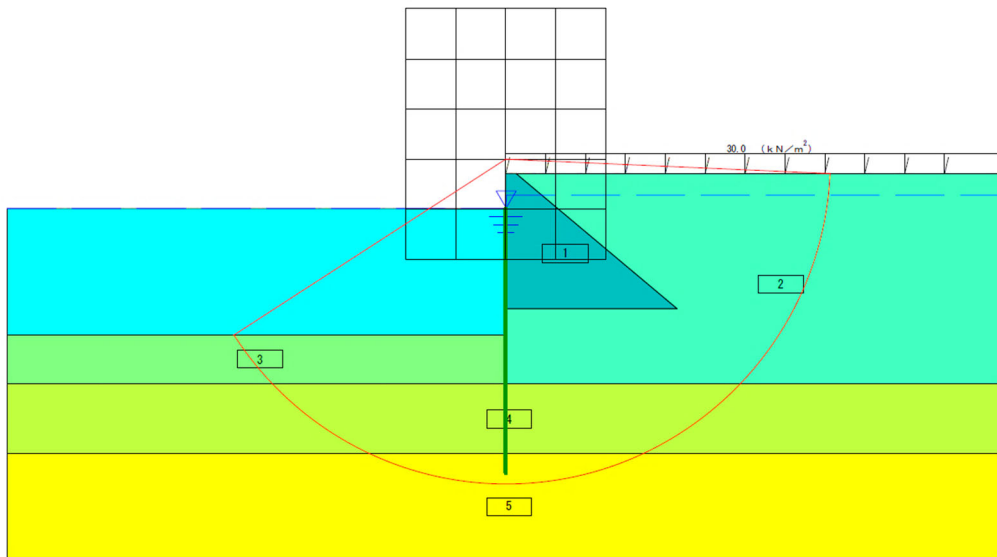
$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = 1,30 \times \frac{1,0 \times 118.087,781}{1,0 \times 260.154,089} = 0,590 \leq 1,0 \text{ O.K}$$

Xác minh độ ổn định cho giá trị không vượt quá 1,0, do đó đáp ứng yêu cầu hiệu suất.

Bảng 2.20- Đặc tính đất cho khả năng chịu trượt tròn (Trạng thái lâu dài)

Khối	Trọng lượng bão hòa $W1$ (kN/m ³)	Trọng lượng ướt $W2$ (kN/m ³)	Trọng lượng trong nước W' (kN/m ³)	Góc ma sát trong φ (°)	Độ kết dính tiêu chuẩn C_0 (kN/m ²)	Độ dốc kết dính K	Chiều cao tham chiếu kết dính Y_0 (m)
1	20,0	18,0	10,0	40	0,0	0,0	0,0
2	20,0	18,0	10,0	30	0,0	0,0	0,0

3	20,0	18,0	10,0	30	0,0	0,0	0,0
4	16,3	16,3	6,3	0	60,0	0,0	0,0
5	16,3	16,3	6,3	0	150,0	0,0	0,0



Hình 2.9- Kết quả xác minh cho khả năng chịu trượt tròn

2-5. Xác minh tính năng của tường chắn cọc ván thép trong trạng thái ngắn hạn của chuyển động đất cấp độ 1 do động đất

(1) Xác minh tính năng chiều sâu chôn của cọc ván thép

1) Áp lực đất và áp lực nước dư

Lực tác dụng và mô-men được tạo ra bởi áp lực nước động tại điểm lắp đặt thanh giằng cần được tính toán như sau.

Phân bố áp lực nước động, lực thiết kế do áp lực nước động gây ra và vị trí tác dụng của lực này được xác định thông qua các công thức sau:

$$p_{dwk} = \pm \frac{7}{8} c k_{hk} \rho_w g \sqrt{Hy}$$

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{12} k_{hk} \rho_w g h^2, \quad h_{dw} = \frac{3}{5} h$$

trong đó:

- p_{dwk} : Áp lực nước động (kN/m²)
- k_{hk} : Hệ số thiết kế động đất
- ρ_w : khối lượng riêng của nước (kg/m³)
- g : Gia tốc trọng trường (m/s²)
- y : Chiều sâu từ mực nước tĩnh đến điểm tính áp lực nước động (m)
- h : Độ sâu của nước (m)
- c : Hệ số hiệu chỉnh (khi $L/H \leq 1,5$, $c = L/1,5H$; khi $L/H \geq 1,5$, $c = 1,0$)
- L : Chiều dài vùng nước theo hướng rung động (m)
- P_{dw} : Lực tổng hợp do áp lực nước động gây ra (kN/m)
- h_{dw} : Độ sâu của điểm tác dụng của lực tổng hợp áp lực nước động tính từ mực nước yên tĩnh (m)

Bảng 2.21 trình bày hệ số động đất biểu kiến dùng để ước tính áp lực đất chủ động và áp lực đất bị động. Bảng 2.22 tổng hợp các thông số về áp lực đất và áp lực nước dư, bao gồm cả áp lực nước động. Bảng 2.23 đưa ra kết quả tính toán áp lực nước động.

Hệ số động đất để kiểm tra: 0,10
 Trọng lượng riêng của nước biển: 10,10 kN/m³
 Vị trí lấp đặt thanh giằng: +1,50 m

Bảng 2.21- Hệ số gia tốc động đất biểu kiến

Đối với áp lực đất chủ động
 (hệ số động đất $k= 0,10$, $\Sigma\gamma h_i = 30,060$ (kN/m²))

Lớp (m)	h (m)	γ_i (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	$\Sigma\gamma_i h_j$ (kN/m ²)	$\Sigma\gamma h_j$ (kN/m ²)	w (kN/m ²)	k'	θ (deg)
3,50	2,17	20,000	18,000	—	—	15,000	—	5,7
1,33							—	5,7
1,33	11,33	20,000	10,000	0,000	0,000	15,000	0,15	8,5
-10,00							0,15	8,5
-10,00	7,50	20,000	10,000	266,600	133,300	15,000	0,17	9,6
-17,50							0,17	9,6
-17,50	7,00	16,300	6,300	376,600	188,300	15,000	—	—
-24,50							0,00	0,0
-24,50	25,50	17,700	7,700	490,700	232,400	15,000	0,00	0,0
-50,00							0,00	0,0

Đối với áp lực đất bị động
 (hệ số động đất $k= 0,10$, $\Sigma\gamma h_i = 0$ (kN/m²))

Lớp (m)	h (m)	γ_i (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	$\Sigma\gamma_i h_j$ (kN/m ²)	$\Sigma\gamma h_j$ (kN/m ²)	w (kN/m ²)	k'	θ (deg)
-12,60	4,90	20,000	10,000	0,000	0,000	0,000	0,20	11,3
-17,50							0,20	11,3
-17,50	7,00	16,300	6,300	98,000	49,000	0,000	0,22	12,4
-24,50							0,22	12,4
-24,50	25,50	17,700	7,700	212,100	93,100	0,000	0,23	13,0
-50,00							0,23	13,0

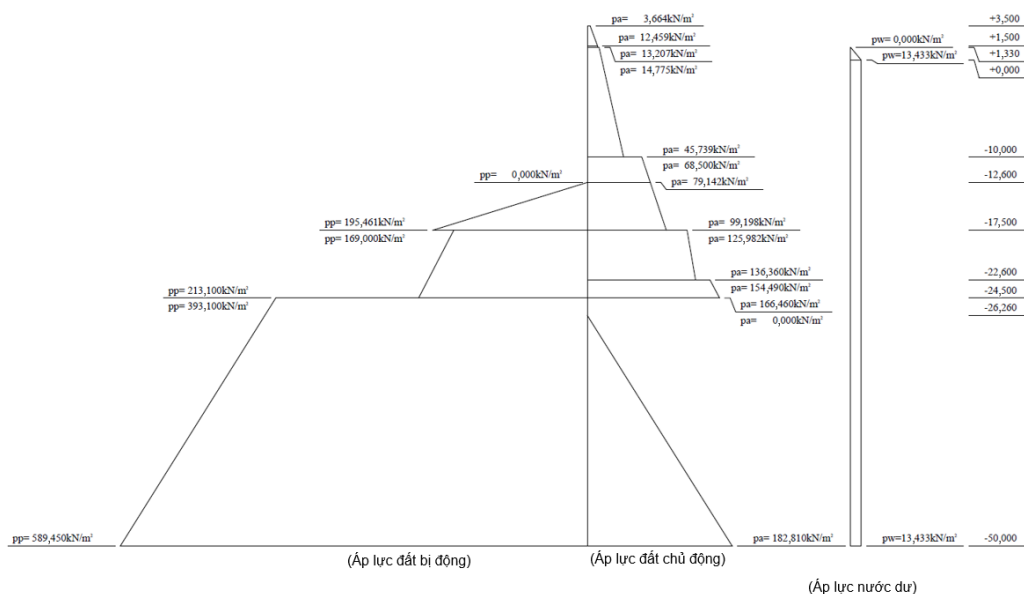
Bảng 2.22- Áp lực nước động

y (m)	H (m)	k	γ_w (kN/m ³)	ρ_{aw} (kN/m ²)
0,00	12,60	0,10	10,10	0,000
1,00	12,60	0,10	10,10	3,137
2,00	12,60	0,10	10,10	4,436
3,00	12,60	0,10	10,10	5,433
4,00	12,60	0,10	10,10	6,274
5,00	12,60	0,10	10,10	7,015
6,00	12,60	0,10	10,10	7,684
7,00	12,60	0,10	10,10	8,300
8,00	12,60	0,10	10,10	8,873

9,00	12,60	0,10	10,10	9,411
10,00	12,60	0,10	10,10	9,920
11,00	12,60	0,10	10,10	10,404
12,00	12,60	0,10	10,10	10,867
12,60	12,60	0,10	10,10	11,135

Bảng 2.23- Tổng hợp áp lực đất, áp lực nước dư và áp lực nước động (Trạng thái ngắn hạn: động đất cấp độ 1)

Lớp (m)	Áp lực chủ động (kN/m ²)				Áp lực bị động (kN/m ²)
	$P_a + P_w + p_{dw}$				P_p
3,50	3,664+	0,000+	0,000=	3,664	_____
1,50	12,459+	0,000+	0,000=	12,459	_____
1,50	12,459+	0,000+	0,000=	12,459	_____
1,33	13,207+	0,000+	0,000=	13,207	_____
1,33	14,775+	0,000+	0,000=	14,775	_____
0,00	18,410+	13,433+	0,000=	31,843	_____
0,00	18,410+	13,433+	0,000=	31,843	_____
-1,00	21,143+	13,433+	3,137=	37,713	_____
-1,00	21,143+	13,433+	3,137=	37,713	_____
-2,00	23,876+	13,433+	4,436=	41,745	_____
-2,00	23,876+	13,433+	4,436=	41,745	_____
-3,00	26,609+	13,433+	5,433=	45,475	_____
-3,00	26,609+	13,433+	5,433=	45,475	_____
-4,00	29,342+	13,433+	6,274=	49,049	_____
-4,00	29,342+	13,433+	6,274=	49,049	_____
-5,00	32,075+	13,433+	7,015=	52,523	_____
-5,00	32,075+	13,433+	7,015=	52,523	_____
-6,00	34,808+	13,433+	7,684=	55,924	_____
-6,00	34,808+	13,433+	7,684=	55,924	_____
-7,00	37,541+	13,433+	8,300=	59,274	_____
-7,00	37,541+	13,433+	8,300=	59,274	_____
-8,00	40,274+	13,433+	8,873=	62,580	_____
-8,00	40,274+	13,433+	8,873=	62,580	_____
-9,00	43,006+	13,433+	9,411=	65,850	_____
-9,00	43,006+	13,433+	9,411=	65,850	_____
-10,00	45,739+	13,433+	9,920=	69,092	_____
-10,00	45,739+	13,433+	9,920=	69,092	_____
-10,00	68,500+	13,433+	9,920=	91,853	_____
-11,00	72,593+	13,433+	10,404=	96,430	_____
-11,00	72,593+	13,433+	10,404=	96,430	_____
-12,00	76,686+	13,433+	10,867=	100,986	_____
-12,00	76,686+	13,433+	10,867=	100,986	_____
-12,60	79,142+	13,433+	11,135=	103,710	_____
-12,60	79,142+	13,433+	0,000=	92,575	0,000
-17,50	99,198+	13,433+	0,000=	112,631	195,461
-17,50	125,982+	13,433+	0,000=	139,415	169,000
-22,60	136,360+	13,433+	0,000=	149,793	201,130
-22,60	154,490+	13,433+	0,000=	167,923	201,130
-24,50	166,460+	13,433+	0,000=	179,893	213,100
-24,50	0,000+	13,433+	0,000=	13,433	393,100
-26,26	0,000+	13,433+	0,000=	13,433	406,640
-26,26	0,000+	13,433+	0,000=	13,433	406,640
-50,00	182,810+	13,433+	0,000=	196,243	589,450



Hình 2.10- Phân bố áp lực đất chủ động, áp lực nước dư và áp lực đất bị động (Trạng thái ngắn hạn: động đất cấp độ 1)

2) Kiểm tra theo phương pháp gói tự do

i) Tính mô men chủ động do áp lực đất chủ động và áp lực nước dư tại vị trí lắp đặt thanh giằng.

Bảng 2.24- Mô men chủ động do áp lực đất chủ động và áp lực nước dư tại vị trí lắp đặt thanh giằng (Trạng thái ngắn hạn: động đất cấp độ 1)

Bảng 2.24- Mô men chủ động do áp lực đất chủ động và áp lực nước dư tại vị trí lắp đặt thanh giằng (Trạng thái ngắn hạn: động đất cấp độ 1)

STT	Lớp (m)	Công thức	S (kN/m)	l (m)	M (kN·m/m)	M_a (kN·m/m)
1	3,50	$1/2 \times 3,664 \times 2,00$	3,664	-1,333	-4,864	
2	1,50	$1/2 \times 12,459 \times 2,00$	12,459	-0,667	-8,310	-13,194
3	1,50	$1/2 \times 12,459 \times 0,17$	1,059	0,057	0,060	
4	1,33	$1/2 \times 13,207 \times 0,17$	1,123	0,113	0,127	-13,007
5	1,33	$1/2 \times 14,775 \times 1,33$	9,825	0,613	6,023	
6	0,00	$1/2 \times 31,843 \times 1,33$	21,176	1,057	22,383	15,399
7	0,00	$1/2 \times 31,843 \times 1,00$	15,922	1,833	29,185	
8	-1,00	$1/2 \times 37,713 \times 1,00$	18,856	2,167	40,861	85,445
9	-1,00	$1/2 \times 37,713 \times 1,00$	18,856	2,833	53,419	
10	-2,00	$1/2 \times 41,745 \times 1,00$	20,872	3,167	66,102	204,966
11	-2,00	$1/2 \times 41,745 \times 1,00$	20,872	3,833	80,002	
12	-3,00	$1/2 \times 45,475 \times 1,00$	22,738	4,167	94,749	379,717
13	-3,00	$1/2 \times 45,475 \times 1,00$	22,738	4,833	109,893	
14	-4,00	$1/2 \times 49,049 \times 1,00$	24,524	5,167	126,716	616,326
15	-4,00	$1/2 \times 49,049 \times 1,00$	24,524	5,833	143,048	
16	-5,00	$1/2 \times 52,523 \times 1,00$	26,262	6,167	161,958	921,332
17	-5,00	$1/2 \times 52,523 \times 1,00$	26,262	6,833	179,448	
18	-6,00	$1/2 \times 55,925 \times 1,00$	27,962	7,167	200,404	1.301,184
19	-6,00	$1/2 \times 55,925 \times 1,00$	27,962	7,833	219,026	
20	-7,00	$1/2 \times 59,274 \times 1,00$	29,637	8,167	242,045	1.762,255
21	-7,00	$1/2 \times 59,274 \times 1,00$	29,637	8,833	261,784	
22	-8,00	$1/2 \times 62,580 \times 1,00$	31,290	9,167	286,835	2.310,874
23	-8,00	$1/2 \times 62,580 \times 1,00$	31,290	9,833	307,675	
24	-9,00	$1/2 \times 65,850 \times 1,00$	32,925	10,167	334,748	2.953,297

25	-9,00	1/2×	65,850×	1,00	32,925	10,833	356,677	
26	-10,00	1/2×	69,092×	1,00	34,546	11,167	385,775	3.695,749
27	-10,00	1/2×	91,853×	1,00	45,926	11,833	543,442	
28	-11,00	1/2×	96,430×	1,00	48,215	12,167	586,632	4.825,823
29	-11,00	1/2×	96,430×	1,00	48,215	12,833	618,743	
30	-12,00	1/2×	100,986×	1,00	50,493	13,167	664,841	6.109,407
31	-12,00	1/2×	100,986×	0,60	30,296	13,700	415,055	
32	-12,60	1/2×	103,710×	0,60	31,113	13,900	432,471	6.956,933
33	-12,60	1/2×	92,575×	4,90	226,809	15,733	3.568,386	
34	-17,50	1/2×	112,631×	4,90	275,946	17,367	4.792,354	15.317,673
35	-17,50	1/2×	139,415×	5,10	355,508	20,700	7.359,016	
36	-22,60	1/2×	149,793×	5,10	381,972	22,400	8.556,173	31.232,862
37	-22,60	1/2×	167,923×	1,90	159,527	24,733	3.945,581	
38	-24,50	1/2×	179,893×	1,90	170,898	25,367	4.335,170	39.513,613
39	-24,50	1/2×	13,433×	1,76	11,821	26,587	314,285	
40	-26,26	1/2×	13,433×	1,76	11,821	27,173	321,212	40.149,110
41	-26,26	1/2×	13,433×	23,74	159,450	35,673	5.688,060	
42	-50,00	1/2×	196,243×	23,74	2.329,404	43,587	101.531,732	147.368,902

trong đó:

- S : Lực ngang (kN/m)
l : Khoảng cách từ vị trí lắp đặt thanh giằng (m)
 M_a : Mô men tại vị trí thanh giằng (kN·m/m)

ii) Mô men kháng do áp lực đất bị động tại vị trí lắp đặt thanh giằng

Bảng 2.25 trình bày kết quả tính toán mô men kháng do áp lực đất bị động tại vị trí lắp đặt thanh giằng.

**Bảng 2.25- Mô men kháng do áp lực đất bị động tại vị trí lắp đặt thanh giằng
(Trạng thái ngắn hạn: Động đất cấp độ 1)**

STT	Lớp (m)	Công thức	S (kN/m)	l (m)	M (kN·m/m)	M_p (kN·m/m)
—	-12,60	1/2× 0,000× 4,90	0,000	15,733	0,000	
1	-17,50	1/2× 195,461× 4,90	478,879	17,367	8.316,692	8.316,692
2	-17,50	1/2× 169,000× 5,10	430,950	20,700	8.920,665	
3	-22,60	1/2× 201,130× 5,10	512,882	22,400	11.488,557	28.725,914
4	-22,60	1/2× 201,130× 1,90	191,074	24,733	4.725,833	
5	-24,50	1/2× 213,100× 1,90	202,445	25,367	5.135,422	38.587,169
6	-24,50	1/2× 393,100× 1,76	345,928	26,587	9.197,188	
7	-26,26	1/2× 406,640× 1,76	357,843	27,173	9.723,668	57.508,025
8	-26,26	1/2× 406,640× 23,74	4.826,817	35,673	172.187,043	
9	-50,00	1/2× 589,450× 23,74	6.996,772	43,587	304.968,301	534.663,369

trong đó:

- S : Lực ngang (kN/m)
L : Khoảng cách từ vị trí lắp đặt thanh giằng (m)
 M_p : Mô men tại vị trí thanh giằng (kN·m/m)

iii) Xác minh chiều sâu chôn cọc

Bảng 2.26 trình bày kết quả xác minh chiều sâu chôn. Các hệ số thành phần liên quan đến chiều sâu chôn của cọc thép (γ_R và γ_S) được lấy bằng 1,0, do thành phần đất từ mặt đất đến đáy chiều sâu chôn có bao gồm một phần đất dính. Hệ số điều chỉnh (m) được lấy bằng 1,20.

Bảng 2.26- Kết quả kiểm tra chiều sâu chôn cọc (Trạng thái ngắn hạn: Động đất cấp độ 1)

$m = 1,20$

Lớp (m)	Ma (kN·m/m)	γ_s	$m.S_d$ (kN·m/m)	Mp (kN·m/m)	γ_R	R_d (kN·m/m)	
-12,60	6.956,933	1,0	8.348,318	0,000	1,0	0,000	NO
-17,50	15.317,673	1,0	18.381,206	8.316,692	1,0	8.316,692	NO
-22,60	31.232,862	1,0	37.479,433	28.725,914	1,0	28.725,914	NO
-24,50	39.513,613	1,0	47.416,334	38.587,169	1,0	38.587,169	NO
-26,26	40.149,110	1,0	48.178,930	57.508,025	1,0	57.508,025	OK

Kết quả tính toán ở trên cho thấy chiều sâu chôn yêu cầu đối với tường cừ nằm trong khoảng từ -24,50 đến -26,260 m.

Việc xác minh tính năng chịu lực sẽ được thực hiện với cao độ đáy của chiều sâu chôn là -25,378 m.

3) Xác minh chiều sâu chôn của tường cừ theo phương pháp Rowe

Nội dung dưới đây là kiểm tra chiều sâu chôn của tường cừ theo phương pháp Rowe.

Bảng 2.27- Kết quả tính toán các giá trị δ_s , ρ , và ω (Trạng thái ngắn hạn: động đất cấp độ 1)

Mục	Đơn vị	Giá trị
Loại cừ thép		D800×t12
Mô đun đàn hồi (E)	MN/m ²	2,00E+5
Mô men quán tính hình học của tiết diện (I)	m ⁴ /m	2,64E-03
(EI)	MN/m ² /m	528
Chiều sâu chôn của tường cừ (D_F) (phương pháp gối tự do)	m	12,778
Chiều cao tường cừ (H_T)	m	14,100
$\delta_s = D_F/H_T$		0,9062
$\rho = H_T^4/EI$	m ³ /MN	74,859
l_h	MN/m ³	28
$\omega = \rho \times l_h$		2.096,052

$$\delta_s = D_F/H_T = 0,9062 \geq 5,0916 \times (2.096,052)^{0,2} - 0,2591 = 0,8439 \quad \text{O.K}$$

Kết quả tính toán trên cho thấy chiều sâu chôn xác định theo phương pháp gối tự do đáp ứng yêu cầu khi được kiểm tra theo phương pháp Rowe.

(2) Xác minh ứng suất làm việc của tường cừ

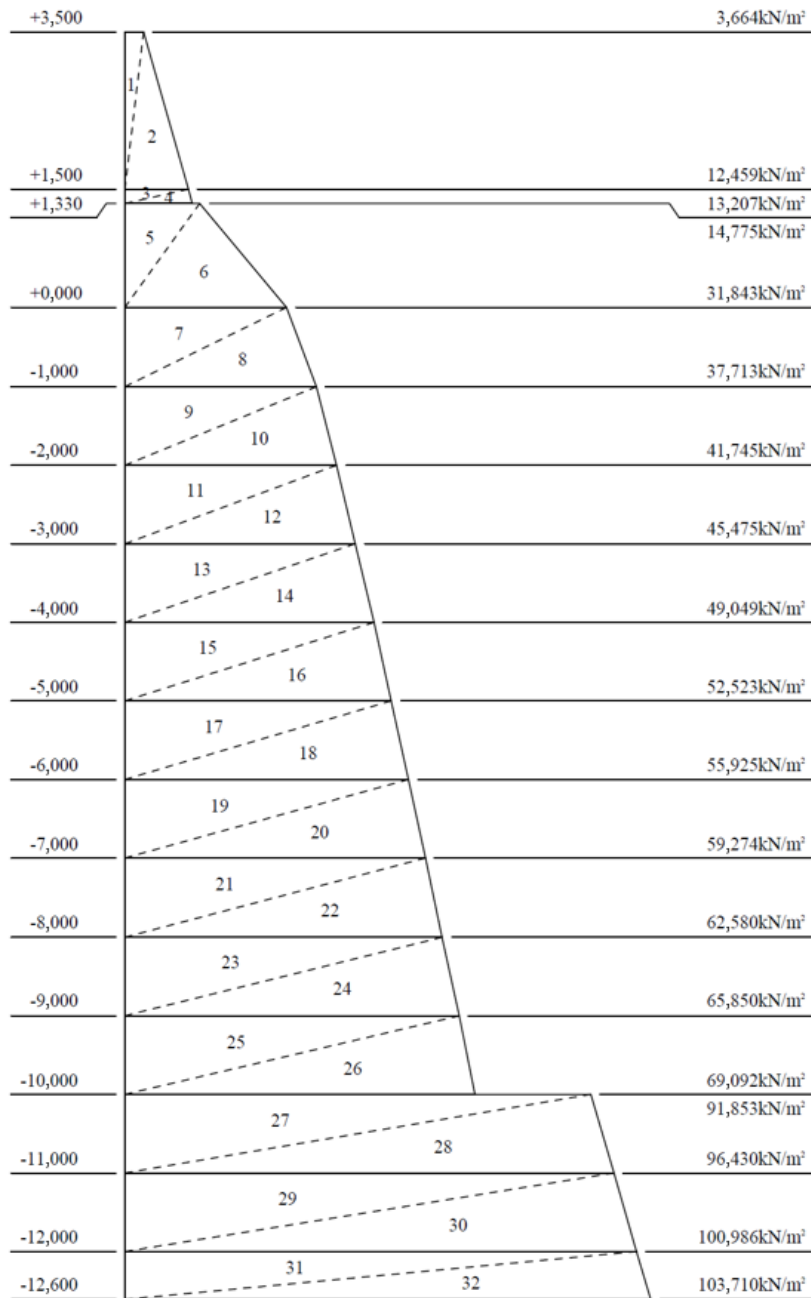
1) Mô men và phản lực tính theo phương pháp dầm tương đương

Bảng 2.28 trình bày kết quả tính toán áp lực đất và áp lực nước dư trong điều kiện dao động nền động đất cấp độ 1.

Kết quả tính toán trong Bảng 2.28 được thể hiện trong Hình 2.11.

**Bảng 2.28- Kết quả tính toán áp lực đất, áp lực nước dư và áp lực nước động
(Trạng thái ngắn hạn: Động đất cấp độ 1)**

Lớp (m)	$P_a + P_w + p_{dw}$ (kN/m ²)	P_p (kN/m ²)	$P_a + P_w + p_{dw} - P_p$ (kN/m ²)
3,50	3,664	—	3,664
1,50	12,459	—	12,459
1,50	12,459	—	12,459
1,33	13,207	—	13,207
1,33	14,775	—	14,775
0,00	31,843	—	31,843
0,00	31,843	—	31,843
-1,00	37,713	—	37,713
-1,00	37,713	—	37,713
-2,00	41,745	—	41,745
-2,00	41,745	—	41,745
-3,00	45,475	—	45,475
-3,00	45,475	—	45,475
-4,00	49,049	—	49,049
-4,00	49,049	—	49,049
-5,00	52,523	—	52,523
-5,00	52,523	—	52,523
-6,00	55,925	—	55,925
-6,00	55,925	—	55,925
-7,00	59,274	—	59,274
-7,00	59,274	—	59,274
-8,00	62,580	—	62,580
-8,00	62,580	—	62,580
-9,00	65,850	—	65,850
-9,00	65,850	—	65,850
-10,00	69,092	—	69,092
-10,00	91,853	—	91,853
-11,00	96,430	—	96,430
-11,00	96,430	—	96,430
-12,00	100,986	—	100,986
-12,00	100,986	—	100,986
-12,60	103,710	—	103,710
-12,60	92,575	0,000	92,575
-17,50	112,631	195,461	-82,830
-17,50	139,415	169,000	-29,585
-22,60	149,793	201,130	-51,337
-22,60	167,923	201,130	-33,207
-24,50	179,893	213,100	-33,207
-24,50	13,433	393,100	-379,667
-26,26	13,433	406,640	-393,207
-26,26	13,433	406,640	-393,207
-50,00	196,243	589,450	-393,207



Áp lực đất chủ động + Áp lực nước dư + Áp lực nước động

Hình 2.11- Phân bố áp lực đất chủ động, áp lực nước dư và áp lực nước động (Trạng thái ngắn hạn: Động đất cấp độ 1)

i) Mô men tại vị trí lắp đặt thanh giằng

Bảng 2.29 trình bày kết quả tính toán mô men tại vị trí lắp đặt thanh giằng.

Bảng 2.29- Mô men tại vị trí lắp đặt thanh giằng (Trạng thái ngắn hạn: Động đất cấp độ 1)

STT	Công thức	S_a (kN/m)	l (m)	M_a (kN·m/m)
1	$1/2 \times 3,664 \times 2,000$	3,664	-1,333	-4,884
2	$1/2 \times 12,459 \times 2,000$	12,459	-0,667	-8,310
3	$1/2 \times 12,459 \times 0,170$	1,059	0,057	0,060
4	$1/2 \times 13,207 \times 0,170$	1,123	0,113	0,127
5	$1/2 \times 14,775 \times 1,330$	9,925	0,613	6,023

6	1/2×	31,843×	1,330	21,176	1,057	22,383
7	1/2×	31,843×	1,000	15,922	1,833	29,185
8	1/2×	37,713×	1,000	18,856	2,167	40,861
9	1/2×	37,713×	1,000	18,856	2,833	53,419
10	1/2×	41,745×	1,000	20,872	3,167	66,102
11	1/2×	41,745×	1,000	20,872	3,833	80,002
12	1/2×	45,475×	1,000	22,738	4,167	94,749
13	1/2×	45,475×	1,000	22,738	4,833	109,893
14	1/2×	49,049×	1,000	24,524	5,167	126,716
15	1/2×	49,049×	1,000	24,524	5,833	143,048
16	1/2×	52,523×	1,000	26,262	6,167	161,958
17	1/2×	52,523×	1,000	26,262	6,833	179,448
18	1/2×	55,925×	1,000	27,962	7,167	200,404
19	1/2×	55,925×	1,000	27,962	7,833	219,026
20	1/2×	59,274×	1,000	29,637	8,167	242,045
21	1/2×	59,274×	1,000	29,637	8,833	261,784
22	1/2×	62,580×	1,000	31,290	9,167	286,835
23	1/2×	62,580×	1,000	31,290	9,833	307,675
24	1/2×	65,850×	1,000	32,925	10,167	334,748
25	1/2×	65,850×	1,000	32,925	10,833	356,677
26	1/2×	69,092×	1,000	34,546	11,167	385,775
27	1/2×	91,853×	1,000	45,926	11,833	543,442
28	1/2×	96,430×	1,000	48,215	12,167	586,632
29	1/2×	96,430×	1,000	48,215	12,833	618,743
30	1/2×	100,986×	1,000	50,493	13,167	664,841
31	1/2×	100,986×	0,600	30,296	13,700	415,055
32	1/2×	103,710×	0,600	31,113	13,900	432,471
Tổng cộng				824,164	—	6.956,933

trong đó:

S_a : Lực ngang (kN/m)

l : Khoảng cách từ vị trí lắp đặt thanh giằng (m)

M_a : Mô men tại vị trí thanh giằng (kN·m/m)

ii) Phản lực tại vị trí lắp đặt thanh giằng

Phản lực tại gối tựa trên mặt đáy biển: R_0

$$R_0 = \sum M_a \div l = 6.956,933 \div 14,100 = 493,400 \text{ kN/m}$$

Phản lực tại vị trí lắp đặt thanh giằng: A_P

$$A_P = \sum S_a - R_0 = 824,164 - 493,400 = 330,764 \text{ kN/m}$$

iii) Mô men uốn lớn nhất của tường cừ

Mô men uốn lớn nhất tác dụng lên tường cừ xuất hiện tại vị trí mà lực cắt Q bằng 0. Lực cắt được tính theo biểu thức $Q = A_P - \sum P$, tại vị trí $Q = 0$ được xác định tại cao độ - 6,197 m

Kết quả tính toán được trình bày trong Bảng 2.30.

Bảng 2.30- Lực cắt tại vị trí $Q = 0$ (Trạng thái ngắn hạn: Động đất cấp độ 1)

Lớp (m)	Lực P (kN/m)	$\sum P$ (kN/m)	Lực giằng A_P (kN/m)	Lực cắt Q (kN/m)
3,50	3,664			
1,50	12,459	16,123	330,764	314,641
1,50	1,059			
1,33	1,123	18,305	330,764	312,459
1,33	9,825			
0,00	21,176	49,306	330,764	281,458

0,00	15,922			
-1,00	18,856	84,084	330,764	246,680
-1,00	18,856			
-2,00	20,872	123,812	330,764	206,952
-2,00	20,872			
-3,00	22,738	167,422	330,764	163,342
-3,00	22,738			
-4,00	24,524	214,684	330,764	116,080
-4,00	24,524			
-5,00	26,262	265,470	330,764	65,294
-5,00	26,262			
-6,00	27,962	319,694	330,764	11,070
-6,00	27,962			
-7,00	29,637	377,293	330,764	-46,529
-7,00	29,637			
-8,00	31,290	438,220	330,764	-107,456
-8,00	31,290			
-9,00	32,925	502,435	330,764	-171,671
-9,00	32,925			
-10,00	34,546	569,906	330,764	-239,142
-10,00	34,546			
-11,00	45,926	664,047	330,764	-333,283
-11,00	48,215			
-12,00	48,215	762,755	330,764	-431,991
-12,00	50,493			
-12,00	30,296			
-12,60	31,113	824,164	330,764	-493,400

Mô men uốn tương ứng với vị trí $Q = 0$ do áp lực đất và áp lực nước dư gây ra từ đỉnh tường kê (+3,50 m) đến cao độ -6,197 m, được tính toán như trình bày trong Bảng 2.31.

Bảng 2.31- Mô men uốn tại vị trí lực cắt $Q = 0$ (Trạng thái ngắn hạn: Động đất cấp độ 1)

STT	Công thức	S (kN/m)	l (m)	M (kN·m/m)
1	$1/2 \times 3,664 \times 2,000$	-3,664	9,030	-33,086
2	$1/2 \times 12,459 \times 2,000$	-12,459	8,364	-104,207
3	$1/2 \times 12,459 \times 0,170$	-1,059	7,640	-8,091
4	$1/2 \times 13,207 \times 0,170$	-1,123	7,584	-8,517
5	$1/2 \times 14,775 \times 1,330$	-9,825	7,084	-69,600
6	$1/2 \times 31,843 \times 1,330$	-21,176	6,640	-140,609
7	$1/2 \times 31,843 \times 1,000$	-15,922	5,864	-93,367
8	$1/2 \times 37,713 \times 1,000$	-18,856	5,530	-104,274
9	$1/2 \times 37,713 \times 1,000$	-18,856	4,864	-91,716
10	$1/2 \times 41,745 \times 1,000$	-20,872	4,530	-94,550
11	$1/2 \times 41,745 \times 1,000$	-20,872	3,864	-80,649
12	$1/2 \times 45,475 \times 1,000$	-22,738	3,530	-80,265
13	$1/2 \times 45,475 \times 1,000$	-22,738	2,864	-65,122
14	$1/2 \times 49,049 \times 1,000$	-24,524	2,530	-62,046
15	$1/2 \times 49,049 \times 1,000$	-24,524	1,864	-45,713
16	$1/2 \times 52,523 \times 1,000$	-26,262	1,530	-40,181
17	$1/2 \times 52,523 \times 1,000$	-26,262	0,864	-22,690
18	$1/2 \times 55,925 \times 1,000$	-27,962	0,530	-14,820
19	$1/2 \times 55,925 \times 0,197$	-5,509	0,131	-0,722
20	$1/2 \times 56,585 \times 0,197$	-5,574	0,066	-0,368
Tổng cộng		—	—	-1.160,593

Phép tính được trình bày trong Bảng 2.31 cho thấy mômen uốn tại vị trí trên tường cửu nơi lực cắt $Q = 0$ (-6,197 m) được xác định như sau:

Khoảng cách từ điểm lắp đặt thanh neo đến điểm có lực cắt bằng không

$$h = 1,500 - (-6,197) = 7,697 \text{ m}$$

Mômen uốn lớn nhất

$$M_{a(Q=0)} = \Sigma M_a = A_P \times h - \Sigma M = 330,764 \times 7,697 - 1.160,593 = 1.385,298 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

2) Mômen và phản lực theo phương pháp Rowe

Hình 2.12 và Bảng 2.32 trình bày kết quả tính toán mômen uốn lớn nhất và phản lực tại điểm lắp đặt thanh neo theo phương pháp dầm giả định.

Bảng 2.32 – Mômen uốn lớn nhất và phản lực tại điểm lắp đặt thanh neo (Trạng thái ngắn hạn: Động đất cấp độ 1)

Mục	Ký hiệu	Đơn vị	Trạng thái tức thời
Mômen uốn lớn nhất	M_{max}	kN·m/m	1.385,298
Vị trí xảy ra		DL.m	-6,197
phản lực tại điểm lắp đặt thanh giằng	A_p	kN/m	330,764

Dựa trên các kết quả nêu trên, mô men uốn lớn nhất và phản lực tại vị trí lắp đặt thanh giằng được hiệu chỉnh theo Công thức (2.7) và Công thức (2.8) như sau:

Trạng thái ngắn hạn, hiệu chỉnh mô men uốn lớn nhất:

$$\mu_s = M_F/M_T = 4,5647 \times \omega^{0,2} + 0,1329 \quad (2.7)$$

Trạng thái ngắn hạn, hiệu chỉnh phản lực tại vị trí lắp đặt thanh giằng:

$$\tau_s = T_F/T_T = 2,3174 \times \omega^{0,2} + 0,5514 \quad (2.8)$$

trong đó:

- μ_s : hệ số hiệu chỉnh mô men uốn lớn nhất (trạng thái ngắn hạn)
 - M_F : mô men uốn lớn nhất sau hiệu chỉnh
 - M_T : mô men uốn lớn nhất trước hiệu chỉnh
 - τ_s : hệ số hiệu chỉnh phản lực tại vị trí lắp đặt thanh giằng (trạng thái ngắn hạn)
 - T_F : phản lực tại vị trí lắp đặt thanh giằng sau hiệu chỉnh
 - T_T : phản lực tại vị trí lắp đặt thanh giằng trước hiệu chỉnh
 - ω : số tương tự ($\rho \times h$)
- $$\omega = 74,859 \times 28,0 = 2.096,052$$

Kết quả hiệu chỉnh được trình bày như sau:

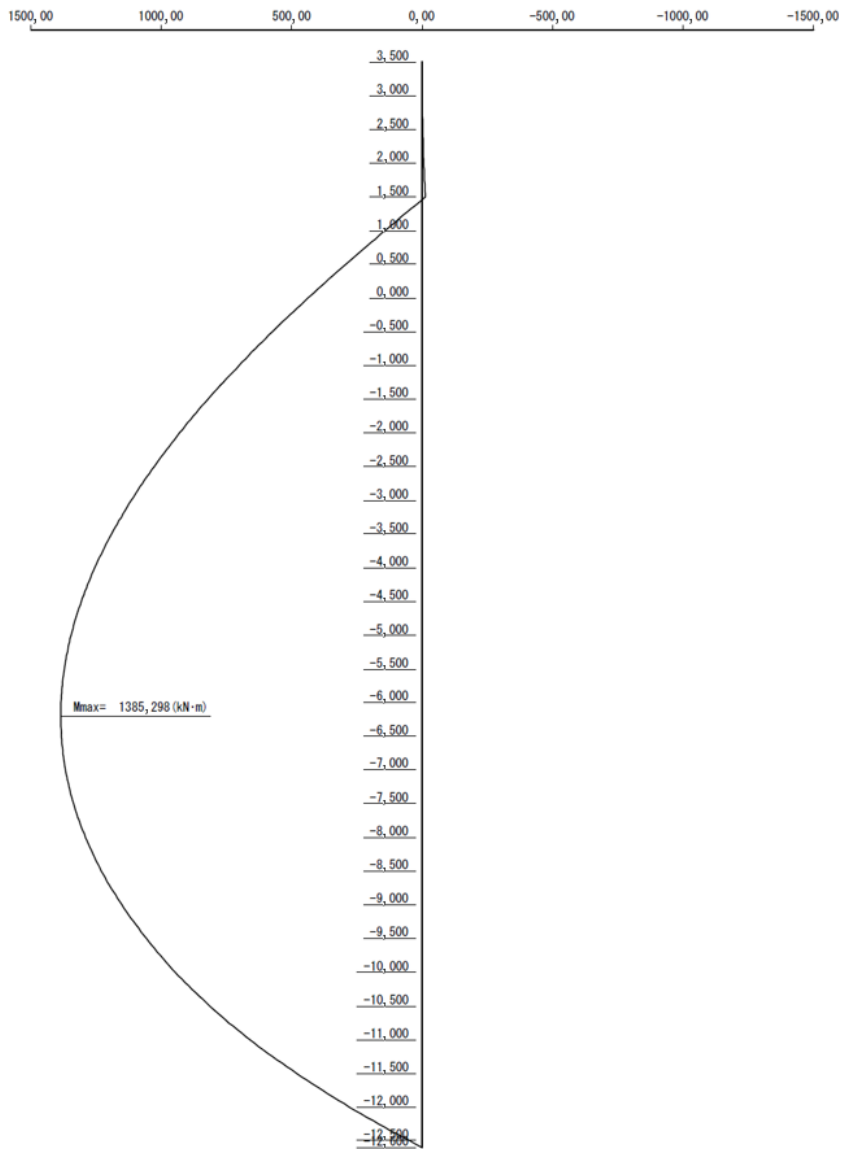
Hệ số hiệu chỉnh cho mô men uốn lớn nhất: $\mu_s = 1,1218$

$$M_F = 1,1218 \times 1.385,298 = 1.554,027 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

Hệ số hiệu chỉnh của phản lực tại vị trí lắp đặt: $\tau_s = 1,0534$

$$T_F = 1,0534 \times 330,764 = 348,427 \text{ kN/m}$$

Các giá trị đã hiệu chỉnh ở trên sẽ được sử dụng để kiểm tra ứng suất của cừ bản, ứng suất kéo của các thanh giằng, ứng suất của dầm ốp và hệ neo.



Hình 2.12- Mô men uốn lớn nhất (Trạng thái ngắn hạn: Động đất cấp 1)

3) Xác minh tính năng chịu ứng suất của tường cừ

i) Các đặc tính mặt cắt ngang của tường cừ

Các đặc tính mặt cắt ngang của tường cừ dạng ống thép được trình bày trong Bảng 2.33 như sau:

Bảng 2.33- Thông số kỹ thuật của tường cừ dạng ống thép

Mục	Đơn vị	Giá trị	Ghi chú
Dạng cừ bản		D800 x t12	
Vật liệu		SPSP490	
Mô đun tiết diện (Z_o)	cm ³ /m	6.590	Trước ăn mòn
Mô đun chống uốn (Z)	cm ³ /m	6.084	Sau ăn mòn
Ứng suất chảy uốn của thép (σ_{yd})	N/mm ²	315,0	

Hệ số bù ăn mòn cho tường cừ ống thép (tốc độ ăn mòn μ : 90%)

$$1 - \mu = 0,1$$

Phía biển: $t_f = 0,100 \text{ mm/năm} \times 0,1 \times 50 \text{ năm} = 0,50 \text{ mm}$

Phía bờ: $t_2 = 0,020 \text{ mm/năm} \times 50 \text{ năm} = 1,00 \text{ mm}$

Các đặc tính mặt cắt ngang của tường cừ dạng ống thép sau ăn mòn, như trình bày ở trên, là kết quả tính toán với giá trị phần bù ăn mòn trung bình lấy bằng 0,75 mm.

ii) Xác minh tính năng chịu ứng suất của tường cừ bản

$$m \cdot S_d / R_d \leq 1,0, R_d = \gamma_R \cdot R_k, S_d = \gamma_S \cdot S_k$$

$$R_k = \sigma_{yk}$$

$$S_k = M_{max} / Z$$

Trong đó:

- σ_y : Ứng suất chảy uốn của vật liệu thép (N/mm²)
- M_{max} : Mô men uốn lớn nhất trong tường cừ bản (N·mm/m)
- Z : Mô đùn chống uốn của vật liệu thép (mm³/m)
- R : Thành phần sức kháng (kN/m)
- S : Thành phần tải trọng (kN/m)
- γ_R : Hệ số thành phần nhân với thành phần sức kháng (=1,0)
- γ_S : Hệ số thành phần nhân với thành phần tải trọng (=1,0)
- m : Hệ số điều chỉnh (=1,12)

Kết quả kiểm tra ứng suất uốn của tường cừ bản được trình bày dưới đây:

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = m \cdot \frac{\gamma_S S_k}{\gamma_R R_k} = 1,12 \times \frac{1,0 \times 1.554,027 \times 10^6 / (6.084 \times 10^3)}{1,0 \times 315,0} = 0,908 \leq 1,0$$

(3) Xác minh tính năng chịu lực của các thanh giằng

1) Thông số kỹ thuật của thanh giằng

Thông số kỹ thuật của thanh giằng được trình bày trong Bảng 2.34 như sau:

Bảng 2.34- Thông số kỹ thuật của thanh giằng (Trạng thái ngắn hạn: Động đất cấp 1)

Mục	Đơn vị	Giá trị
Loại thanh giằng		Thanh giằng ren
Vật liệu		Thép cường độ cao 690
Ứng suất chảy của thép (σ_{yk})	N/mm ²	440,0
Tốc độ ăn mòn (Δd)	mm	3,0

2) Lực kéo của thanh giằng

Lực kéo của thanh giằng được tính theo công thức sau:

$$T_k = A_{pk} / \sec \theta$$

trong đó:

- T : Lực kéo của thanh giằng (kN)
- A_p : Phản lực tại điểm lắp đặt thanh giằng (kN)
(=348,427 kN/m)
- l : Khoảng cách lắp đặt thanh giằng (m)
- θ : Góc nghiêng của thanh giằng so với phương vuông góc

tường cừ (°)

Kết quả tính toán lực kéo của thanh giằng T được trình bày như sau:

$$T_d = 348,427 \times 2,321 \times \sec(0,0^\circ) = 808,699 \text{ kN/pcs}$$

Tham khảo: Kết quả tính toán lực kéo của thanh giằng T ở trạng thái biến thiên (điều kiện neo đậu) được trình bày như sau:

$$T_d = (269,619 \times 2,321 + 700,0 / 4) \times \sec(0,0^\circ) = 800,786 \text{ kN/pcs} < 808,699 \text{ kN/pcs}$$

3) Xác minh ứng suất của các thanh giằng

$$m \cdot S_d / R_d \leq 1,0, R_d = \gamma_R \cdot R_k, S_d = \gamma_s \cdot S_k$$

$$R_k = \sigma_{yk}$$

$$S_k = T_k / A$$

trong đó:

σ_y : Ứng suất chảy kéo của thanh giằng (N/mm²)

T : Lực kéo tác dụng lên thanh giằng (N)

A : Diện tích mặt cắt ngang của thanh giằng (mm²)

R : Thành phần sức kháng (N/mm²)

S : Thành phần tải trọng (N/mm²)

γ_R : Hệ số thành phần nhân thành phần sức kháng (=1,0)

γ_s : Hệ số thành phần nhân thành phần tải trọng (=1,0)

m : Hệ số điều chỉnh (=1,67)

Đường kính yêu cầu của thanh giằng được tính như sau:

$$d = 2 \times \sqrt{\frac{m \cdot \gamma_s \cdot T_k}{\pi \cdot \gamma_R \cdot \sigma_{yk}}} + \Delta d = 2 \times \sqrt{\frac{1,67 \times 1,0 \times 808,699 \times 10^3}{\pi \times 1,0 \times 440,0}} + 3,0 = 65,51 \text{ mm}$$

Do đó, đường kính của thanh giằng được giả định là 70mm.

Kết quả kiểm tra ứng suất của thanh giằng được trình bày như sau:

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = m \cdot \frac{\gamma_s S_k}{\gamma_R R_k} = 1,67 \times \frac{1,0 \times 808,699 \times 10^3 / 3.525,65}{1,0 \times 440} = 0,871 \leq 1,0 \text{ O.K}$$

(4) Xác minh tính năng chịu lực của dầm ốp

1) Thông số kỹ thuật của dầm ốp

Thông số kỹ thuật của dầm ốp được trình bày trong Bảng 2.35.

Bảng 2.35- Thông số kỹ thuật của dầm ốp (Trạng thái ngắn hạn)

Mục	Đơn vị	Giá trị
Loại dầm ốp (thép hình chữ C)		2[-300×90×12,0×16,0
Vật liệu		SS400
Mô đun chống uốn (Z) (sau khi tính bù ăn mòn)	cm ³	525,0
Ứng suất chảy uốn của thép (σ_{yk})	N/mm ²	235,0
Khoảng cách bố trí thanh giằng (L)	m	2,321

2) Mô men uốn lớn nhất

Tính toán mô men uốn lớn nhất tác dụng lên dầm ốp M_{maxk} bằng công thức sau:

$$M_{maxk} = T_k l / 10$$

trong đó:

M_{max} : Mô men uốn lớn nhất trong dầm ốp (N·mm/m)

T : Lực kéo của một thanh giằng (kN)

l : Khoảng cách bố trí các thanh giằng (m)

Kết quả tính toán mô men uốn lớn nhất tác dụng lên dầm ốp M_{maxk} như sau:

$$M_{maxk} = 808,699 \times 2,321 \div 10 = 187,699 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Kết quả tính toán mô men uốn lớn nhất tác dụng lên dầm ốp M_{maxk} ở trạng thái ngắn hạn (điều kiện neo đầu) được trình bày như sau:

$$M_{maxk} = 800,786 \times 2,321 \div 10 = 185,862 \text{ kN}\cdot\text{m} < 187,699 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3) Xác minh ứng suất của dầm ốp

$$m \cdot S_d / R_d \leq 1,0, R_d = \gamma_R \cdot R_k, S_d = \gamma_S \cdot S_k$$

$$R_k = \sigma_{yk}$$

$$S_k = M_{maxk} / Z$$

trong đó:

σ_y : Ứng suất chảy uốn của dầm ốp (N/mm²)

M_{max} : Mô men uốn lớn nhất trong dầm ốp (N·mm/m)

Z : Mô đun chống uốn của dầm ốp (mm³)

R : Thành phần sức kháng (N/mm²)

S : Thành phần tải trọng (N/mm²)

γ_R : Hệ số thành phần nhân với thành phần sức kháng (=1,0)

γ_S : Hệ số thành phần nhân với thành phần tải trọng (=1,0)

m : Hệ số điều chỉnh (=1,12)

Kết quả kiểm tra ứng suất của dầm ốp (tiết diện thép chữ C) được trình bày như sau:

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = m \cdot \frac{\gamma_S S_k}{\gamma_R R_k} = 1,12 \times \frac{1,0 \times 187,699 \times 10^6 / (2 \times 525,0 \times 10^3)}{1,0 \times 235,0} = 0,852 \leq 1,0 \text{ O.K}$$

(5) Xác minh tính năng chịu lực của hệ neo

1) Thông số kỹ thuật của hệ neo

Thông số kỹ thuật của các bộ phận neo được trình bày trong Bảng 2.36.

Bảng 2.36- Thông số kỹ thuật của hệ neo và lực kéo thanh giằng (Trạng thái ngắn hạn)

Mục	Đơn vị	Giá trị	Ghi chú
Cao độ lắp đặt hệ neo	m	+2,50	
Cao độ lắp đặt thanh giằng	m	+1,50	
Loại hệ neo (cọc ống thép)		D800×t9.0	
Chiều rộng hiệu dụng của hệ neo (B)	mm	800	

Vật liệu		SPP490	
Mô đun đàn hồi (E)	kN/m ²	200	
Mô men quán tính hình học (I_0)	cm ⁴	175.000	Trước ăn mòn
Mô men quán tính hình học (I)	cm ⁴	154.909	Sau ăn mòn
Mô đun chống uốn (Z_0)	cm ³	4.370	Trước ăn mòn
Mô đun chống uốn (Z)	cm ³	3.882	Sau ăn mòn
Lực kéo thanh giằng (T)	kN	808,699	

Ghi chú: Phần bù ăn mòn của cọc ống thép

$$t = 1 \times 0,020 \text{ mm/năm} \times 50 \text{ năm} = 1,00 \text{ mm}$$

2) Hằng số kháng ngang k_c

Điều kiện đất tại vị trí lắp đặt cọc neo là đất cát, với giá trị N được coi là không đổi theo chiều sâu. Do đó, được xem như nền loại C.

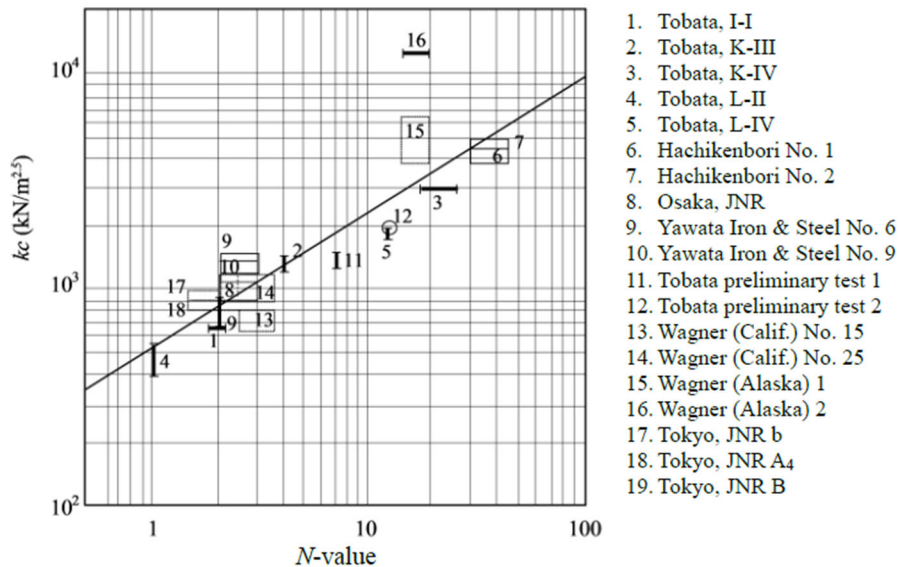
Giá trị N trung bình: 10

Tính toán hằng số kháng ngang bằng cách sử dụng Hình 2.13.

$$k_c = 540N^{0,648} = 540 \times 10^{0,648} = 2.401 \text{ kN/m}^2$$

3) Mô men uốn lớn nhất, độ dịch chuyển và chiều sâu chôn cọc

Mô men uốn lớn nhất, độ dịch chuyển và chiều sâu chôn cọc được tính toán theo “Phương pháp Koken (PHRI Method)” và được trình bày trong Bảng 2.37.



Hình 2.13- Quan hệ giữa giá trị N và hệ số k_c

Bảng 2.37 – Giá trị thiết kế cọc neo (Trạng thái ngắn hạn: Động đất cấp 1)

Mục	Ký hiệu	Sau ăn mòn	Đơn vị
Độ dịch chuyển đỉnh cọc neo	Y_{top}	4,270	cm
Độ dịch chuyển mặt đất	Y_0		cm
Mô men tại đỉnh cọc	M_{top}	0,000	kN·m
Mô men lớn nhất trong đất	M_{max}	968,608	kN·m
Độ sâu tại vị trí $M = 0$	l_{m1}	8,492	m
Góc lệch tại đỉnh cọc	i_{top}		rad
Góc lệch tại mặt đất	i_0		rad
$l_{m1}/3$		2,831	m
$1,5 \times l_{m1}$		12,738	m

4) Xác minh ứng suất của cọc neo

Sử dụng công thức sau để xác minh ứng suất của cọc neo với kết quả sau ăn mòn.

$$m \cdot S_d / R_d \leq 1,0, R_d = \gamma_R \cdot R_k, S_d = \gamma_s \cdot S_k$$

$$R_k = \sigma_{yk}$$

$$S_k = M_{\max} / Z$$

trong đó:

- σ_y : Ứng suất uốn chảy của cọc neo (N/mm²)
- M_{\max} : Mômen uốn lớn nhất trong cọc neo (N·mm/m)
- Z : Mô đun kháng uốn của cọc neo (mm³/m)
- R : Thành phần sức kháng (N/mm²)
- S : Thành phần tải trọng (N/mm²)
- γ_R : Hệ số thành phần nhân với thành phần sức kháng (=1,0)
- γ_s : Hệ số thành phần nhân với thành phần tải trọng (=1,0)
- m : Hệ số hiệu chỉnh (=1,12)

Kết quả kiểm tra ứng suất của cọc neo được trình bày dưới đây:

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = m \cdot \frac{\gamma_s S_k}{\gamma_R R_k} = 1,12 \times \frac{1,0 \times 968,608 \times 10^6 / (3.882 \times 10^3)}{1,0 \times 315,0} = 0,887 \leq 1,0 \quad \text{O.K}$$

5) Cao độ đáy cọc neo

Cao độ đáy cọc neo theo kết quả tính toán có xét đến ăn mòn dự phòng như sau:

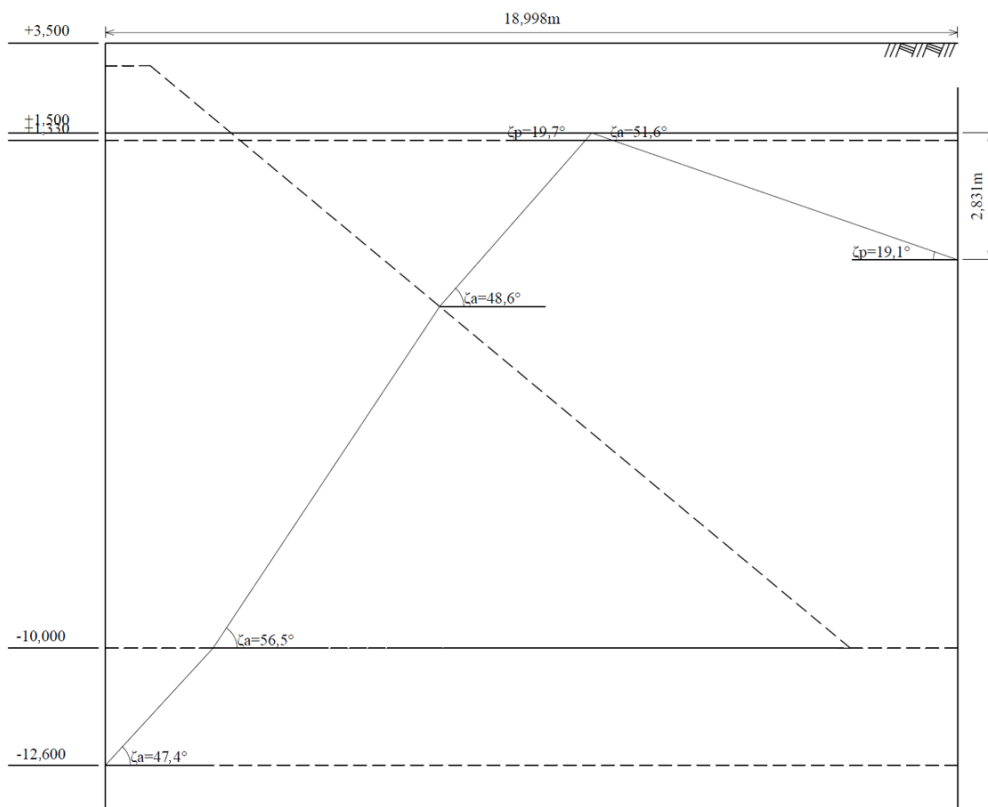
$$\begin{aligned} \text{Cao độ đáy cọc neo} &= \text{Cao độ lắp đặt thanh giằng} - 1,5 \times l_{m1} \\ &= +1,50 - 12,738 = -11,238 \text{ m} = -11,50 \text{ m (trạng thái ngắn hạn)} \end{aligned}$$

6) Vị trí lắp đặt hệ neo

Từ mặt đáy biển, không cắt với mặt trượt bị động của hệ neo, vẽ từ điểm cách vị trí lắp đặt thanh giằng phía neo một đoạn bằng $l_{m1}/3$ chiều dài neo xuống đến cao độ lắp đặt thanh giằng.

- Cao độ nền móng theo thiết kế: -12,60 m
- Cao độ lắp đặt thanh giằng (DL): +1,50 m
- Chiều dài neo $l_{m1}/3$: 2,831m

Vị trí lắp đặt hệ neo được xác định dựa trên góc của mặt trượt của từng lớp đất. Khoảng cách giữa tường cừ bến và cọc neo tối thiểu là 18,998m = 19,0m.



Hình 2.14- Vị trí lắp đặt hệ neo (trạng thái ngắn hạn: Động đất cấp độ 1)

- Hết -